



**Escola de Camins**  
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports  
UPC BARCELONATECH

# **Análisis Estático y Dinámico Incremental de una estructura de muros de hormigón armado en la República Dominicana**

Trabajo realizado por:

**Tavárez Fadul, Jean Tomás**

Dirigido por:

**Pujades Beneit, Lluís Gonzaga**

Tutor externo:

**Hidalgo Leiva, Diego**

Máster en:

**Ingeniería del Terreno e Ingeniería Sísmica**

Barcelona, 22 de Septiembre del 2016

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

**TRABAJO FINAL DE MÁSTER**



## AGRADECIMIENTOS

Primero quiero agradecer a Dios por permitirme vivir la experiencia de realizar un máster fuera de mi país y mantenerme con salud para poder desarrollarlo satisfactoriamente.

Quiero agradecer a mis padres, Tomás y María por su esfuerzo, su apoyo, por ser mis cómplices y amarme incondicionalmente; todo lo que soy es gracias a ellos. A mis hermanos Karla y Pedro; y a mi novia, Raysa; quienes me mostraron su apoyo desde el primer día ayudándome a superar cada momento con sus consejos.

También quiero agradecer a mis tutores Dr. Lluís Pujades Beneit y Diego Hidalgo Leiva quienes siempre se mostraron dispuestos a ayudarme con las dudas y problemas que surgían en el desarrollo de la tesis. Muchas gracias por todo el tiempo que me dedicaron, por todas sus enseñanzas y consejos.

De igual manera, quiero darle las gracias a mis compañeros de piso, y ahora hermanos, Manuel Castillo y Hemil Rodríguez, gracias por soportarme cada día y hacerme crecer como persona y amigo.

Así mismo, quiero darle las gracias al Ministerio de Educación Superior Ciencia y Tecnología de la República Dominicana (MESCyT), que con su programa de becas internacionales de máster, me brindó la oportunidad de poder realizar uno de mis sueños.

Muchas gracias a Ricardo y Carmen que han permitido que estos dos años, lejos de mi familia, sean más placenteros; gracias por tratarme como uno más de su familia.

No puedo dejar de agradecer a las personas que han vivido junto a mí el día a día del máster, momentos que siempre guardaré conmigo, mis amigos, Rocío, Cintia, Alejandro y Marcos; hoy gracias a ustedes puedo decir que tengo amigos en casi todo el mundo.



## RESUMEN

La República Dominicana se encuentra en el borde de interacción de dos placas tectónicas, las cuales han provocado una gran cantidad de sismos con potencial destructivo. Es por este motivo que los edificios que se construyen en el país deben de estar diseñados bajo condiciones sismo resistente.

Este Trabajo de Fin de Máster presenta una evaluación del desempeño sísmico de una estructura de muros de hormigón armado ubicada en la República Dominicana. Esta evaluación se realiza mediante dos metodologías: el método del espectro de capacidad y el Análisis Dinámico Incremental (IDA). Los resultados obtenidos son comparados entre sí y evaluados desde un punto de vista determinista. Luego estos resultados son evaluados a partir de los criterios descritos en el Reglamento Sísmico Dominicano y el ATC-40.

El método del espectro de capacidad se basa en el método propuesto en el proyecto Risk-UE. Los valores del daño sísmico resultantes se representan a través de matrices de probabilidad de daño y de índices de daño medio. Los resultados obtenidos muestran que la estructura posee suficiente resistencia para soportar el cortante en la base para la acción sísmica prevista en el Reglamento Sísmico Dominicano pero, los altos niveles de daño esperado indican que la estructura puede tener un comportamiento insuficiente ante esta demanda sísmica.

Para poder evaluar el comportamiento dinámico de la estructura se ha realizado un Análisis Dinámico Incremental (IDA) en el programa SeismoStruct, el cual refleja la respuesta dinámica ante una historia temporal de aceleraciones, a la que se aplica un incremento progresivo y proporcional en cada paso del análisis. Los resultados obtenidos a partir del IDA sugieren que el método relaciona muy bien la demanda y la capacidad de las estructuras y se ha confirmado el comportamiento no monótono expuesto en trabajos anteriores.

Ambos métodos presentan similitud en los valores del desplazamiento de fluencia, de la resistencia última de la estructura y de la rigidez inicial, de forma que los resultados obtenidos mediante análisis estático y dinámico son consistentes, reflejando de manera adecuada el comportamiento de la estructura estudiada.



## ABSTRACT

The Dominican Republic is located on the edge of the interaction of two tectonic plates, which have caused a number of potentially destructive earthquakes. That is the reason why the buildings constructed in the country must be designed and constructed according to earthquake resistant provisions.

This Master's thesis presents an evaluation of the seismic performance of a structure of reinforced concrete walls located in the Dominican Republic. This evaluation is done on the basis of two methods for structural analysis: the capacity spectrum method and the incremental dynamic analysis (IDA). The results coming from each method are then compared and evaluated from a deterministic point of view. Moreover the fulfillment of the design criteria described in the Reglamento Sísmico Dominicano and in other recommendations is analyzed.

The damage model as proposed in the Risk-UE project is used. The expected seismic damage is quantified by means of damage probability matrices and a mean damage index. The results show that the structure has enough strength to support the base shear resulting from the seismic action provided by the Reglamento Sísmico Dominicano, but the high expected damage might indicate that the structure does not have a good performance against this seismic demand.

In order to consider the dynamic behavior of the structure, the incremental dynamic analysis (IDA) was performed. The IDA reflects the dynamic response of the building to an acceleration time history, to which a progressive and proportional increase is applied at each step of the analysis. The results suggest that the method relates the demand and capacity of the structures very well, confirming the non-monotonic behavior as exhibited by other authors.

Both methods provide similar yielding displacements, strength and initial stiffness, suggesting that the results reasonably reflect the behavior of the structure under study.





# CONTENIDO

|   |      |
|---|------|
| AGRADECIMIENTOS .....                                   | iii  |
| RESUMEN.....  | v    |
| ABSTRACT.....   | vii  |
| CONTENIDO .....   | ix   |
| LISTA DE ILUSTRACIONES .....                            | xiii |
| LISTA DE TABLAS .....                                   | xvii |
| CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN.....                           | 1    |
| 1.1. OBJETIVOS .....                                    | 3    |
| 1.1.1. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....                      | 3    |
| 1.2. METODOLOGÍA.....                                   | 3    |
| 1.3. RESULTADOS ESPERADOS.....                          | 4    |
| 1.4. ESTRUCTURA DE LA TESINA.....                       | 5    |
| CAPITULO 2. EL EDIFICIO Y EL CONTEXTO DEL ESTUDIO ..... | 7    |
| 2.1. ZONA DE ESTUDIO .....                              | 7    |
| 2.2. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA .....             | 9    |
| 2.3. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA .....                  | 10   |
| 2.3.1. MATERIALES.....                                  | 11   |
| 2.3.2. SECCIONES.....                                   | 14   |
| 2.3.3. CLASES DE ELEMENTOS.....                         | 15   |
| 2.3.4. VÍNCULOS INTERNOS.....                           | 15   |
| 2.3.5. VÍNCULOS EXTERNOS. ....                          | 16   |
| 2.3.6. CARGAS.....                                      | 17   |
| CAPITULO 3. LA ACCIÓN SÍSMICA .....                     | 21   |
| 3.1. INTRODUCCIÓN .....                                 | 21   |
| 3.2. NORMATIVA R-001 .....                              | 22   |

|  |    |
|--|----|
| 3.2.1. REPRESENTACIÓN SA-SD.....   | 25 |
| 3.3. RESPUESTA TEMPORAL EN ACELERACIÓN: EL CASO DEL SISMO DE<br>NORTHRIDGE. .... | 26 |
| CAPITULO 4. ANÁLISIS DE CAPACIDAD ESPECTRAL .....                                | 31 |
| 4.1. INTRODUCCIÓN .....  | 31 |
| 4.2. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y CURVA DE CAPACIDAD .....                      | 31 |
| 4.3. ESPECTRO DE CAPACIDAD .....   | 34 |
| 4.4. ESTADOS DE DAÑO .....   | 36 |
| 4.5. PUNTO DE DESEMPEÑO .....  | 38 |
| 4.6. CURVAS DE FRAGILIDAD.....   | 40 |
| 4.7. ÍNDICE DE DAÑO MEDIO.....   | 42 |
| 4.8. MATRIZ DE PROBABILIDAD DE DAÑO .....  | 44 |
| 4.9. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.....  | 46 |
| CAPITULO 5. ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL .....                                  | 49 |
| 5.1. INTRODUCCIÓN .....  | 49 |
| 5.2. PARÁMETROS DEL ANÁLISIS .....   | 50 |
| 5.2.1. FACTOR DE ESCALA (SF) .....   | 50 |
| 5.2.2. MEDIDA DE LA INTENSIDAD DEL SUELO (IM) .....                              | 50 |
| 5.2.3. MEDIDA DEL DAÑO (DM).....   | 50 |
| 5.2.4. ANÁLISIS IDA DE UN SOLO REGISTRO .....                                    | 51 |
| 5.3. CURVAS IDA.....   | 51 |
| 5.3.1. ENVOLVENTE IDA .....  | 53 |
| 5.4. ANÁLISIS BASADO EN OBJETIVOS DE DESEMPEÑO.....                              | 54 |
| 5.5. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.....  | 56 |
| CAPITULO 6. DISCUSIÓN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....                       | 59 |
| 6.1. DISCUSIÓN y COMPARACIÓN DE resultados .....                                 | 59 |
| 6.2. CONCLUSIONES.....   | 62 |

## CONTENIDO

|   |    |
|---|----|
| 6.3. RECOMENDACIONES y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN.....               | 63 |
| REFERENCIAS.....  | 67 |
| ANEXOS .....  | 69 |
| ANEXO A. ....   | 69 |
| A1. TERREMOTOS IMPORTANTES EN REPÚBLICA DOMINICANA ENTRE 1551 y 1900..... | 69 |
| A2. PLANOS ARQUITECTÓNICOS DE LA EDIFICACIÓN .....                        | 70 |
| A3. PLANOS ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN .....                          | 72 |
| A4. MAPA DE ISO-ACELERACIONES DE LA REPÚBLICA DOMINICA. ....              | 74 |
| A5. CURVAS ENVOLVENTE IDA.....  | 76 |



## LISTA DE ILUSTRACIONES

|   |    |
|---|----|
| <b>Ilustración 2.1.</b> Mapa donde se representan las fallas de la isla La Hispaniola (EDUCANDO, 2015).....   | 7  |
| <b>Ilustración 2.2.</b> Mapa de zonificación sísmica de la República Dominicana (MOPC, 2011).....   | 8  |
| <b>Ilustración 2.3.</b> Planta estructural de la edificación.....   | 10 |
| <b>Ilustración 2.4.</b> Modelo estructural en 3D del edificio analizado en el programa <i>SeismoStruct</i> . ....   | 11 |
| <b>Ilustración 2.5.</b> Modelo para hormigón de Chang y Mander (1994).....  | 12 |
| <b>Ilustración 2.6.</b> Modelo bi-lineal para el acero (Seismosoft, 2014). ....   | 13 |
| <b>Ilustración 2.7.</b> Sección transversal del muro M-3. ....  | 14 |
| <b>Ilustración 2.8.</b> Vista en planta del modelo estructural en <i>SeismoStruct</i> . En verde se muestra el centro de masa de la planta estructural y en sombra gris se puede ver el diafragma rígido..... | 16 |
| <b>Ilustración 2.9.</b> Vista en planta desde la parte de abajo del modelo estructural en <i>SeismoStruct</i> . Como bloques en gris oscuro se muestran los vínculos externos de la estructura.....           | 17 |
| <b>Ilustración 3.1.</b> Zonas espectro sísmico lineal elástico. (MOPC, 2011) .....  | 23 |
| <b>Ilustración 3.2.</b> Espectros de respuesta en aceleraciones con un 5% de amortiguamiento crítico según El Reglamento Sísmica Dominicano (MOPC, 2011).....   | 24 |
| <b>Ilustración 3.3.</b> Espectros de respuesta en aceleraciones con un 5% de amortiguamiento crítico en formato Sa-Sd.....  | 26 |
| <b>Ilustración 3.4.</b> Acelerograma, velocigrama y desplacigrama del sismo de <i>Northridge</i> 1994. ....   | 27 |
| <b>Ilustración 3.5.</b> Espectros de respuesta de aceleración en función del periodo para diferentes amortiguamientos. ....   | 28 |

|  |    |
|--|----|
| <b>Ilustración 3.6.</b> Espectro de respuesta de aceleración para un 5% de amortiguamiento crítico con los respectivos periodos de vibración de la estructura en ambas direcciones de análisis. ....                                 | 29 |
| <b>Ilustración 3.7.</b> Comparación de los espectros de respuesta en aceleraciones normalizados, basado en ambas acciones sísmicas con los respectivos periodos de vibración de la estructura en ambas direcciones de análisis. .... | 29 |
| <b>Ilustración 4.1.</b> Distribución de las fuerzas horizontales en el eje X modelado en <i>SeismoStruct</i> . ....  | 32 |
| <b>Ilustración 4.2.</b> Distribución de las fuerzas horizontales en el eje Y modelado en <i>SeismoStruct</i> . ....  | 32 |
| <b>Ilustración 4.3.</b> Curva de capacidad de la estructura en el eje X. ....  | 33 |
| <b>Ilustración 4.4.</b> Curva de capacidad de la estructura en el eje Y. ....  | 33 |
| <b>Ilustración 4.5.</b> Espectro de capacidad en el eje X y representación bilineal. ....  | 35 |
| <b>Ilustración 4.6.</b> Espectro de capacidad en el eje Y y representación bilineal ....   | 35 |
| <b>Ilustración 4.7.</b> Curvas de capacidad en ambas direcciones de análisis y el valor de cortante basal de diseño. ....  | 36 |
| <b>Ilustración 4.8.</b> Descripción gráfica de los umbrales de daño. ....  | 37 |
| <b>Ilustración 4.9.</b> Método A del ATC-40 para el cálculo del punto de desempeño en el eje X (a) y en el eje Y (b) para espectro de respuesta en aceleraciones con un 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años. ....         | 39 |
| <b>Ilustración 4.10.</b> Método A del ATC-40 para el cálculo del punto de desempeño en el eje X (a) y en el eje Y (b) para espectro de respuesta en aceleraciones con un 2% de probabilidad de ser excedido en 50 años. ....         | 40 |
| <b>Ilustración 4.11.</b> Curvas de fragilidad de la estructura en el eje X. ....   | 41 |
| <b>Ilustración 4.12.</b> Curvas de fragilidad de la estructura en el eje Y. ....   | 42 |
| <b>Ilustración 4.13.</b> Índice de daño de la estructura en el eje X. ....   | 43 |
| <b>Ilustración 4.14.</b> Índice de daño de la estructura en el eje Y. ....   | 43 |
| <b>Ilustración 4.15.</b> Distribución de probabilidad de daño del edificio en el eje X (a) y en el eje Y (b) para un sismo con un periodo de retorno de 475 años. ....   | 44 |

|   |    |
|---|----|
| <b>Ilustración 4.16.</b> Distribución de probabilidad de daño del edificio en el eje X (a) y en el eje Y (b) para un sismo con un periodo de retorno de 2750 años. ....   | 45 |
| <b>Ilustración 5.1.</b> Curva IDA que relaciona el desplazamiento relativo máximo con los diferentes PGA en ambas direcciones de análisis. ....   | 52 |
| <b>Ilustración 5.2.</b> Curva IDA que relaciona el desplazamiento relativo máximo con la aceleración para el primer modo $S_a$ ( $T_1$ , 5%) en ambas direcciones de análisis. ....   | 52 |
| <b>Ilustración 5.3.</b> Envolvente IDA donde se relaciona la deriva máxima de techo con el cortante máximo en la base y el valor del cortante basal de diseño. ....   | 53 |
| <b>Ilustración 5.4.</b> Curva IDA que relaciona la deriva máxima entre piso en función de los PGA en ambas direcciones de análisis, los límites expuestos por los códigos utilizados y la solicitud de acuerdo al código. ....  | 55 |
| <b>Ilustración 5.5.</b> Curva IDA que relaciona la deriva máxima entre piso en función de la aceleración para el primer modo $S_a$ ( $T_1$ , 5%) en ambas direcciones de análisis, los límites expuestos por los códigos utilizados y la solicitud de acuerdo al código. .... | 56 |
| <b>Ilustración 6.1.</b> Comparación de los resultados en el eje X de la curva de capacidad obtenida a partir del <i>Pushover</i> y la curva de capacidad dinámica. ....   | 60 |
| <b>Ilustración 6.2.</b> Comparación de los resultados en el eje Y de la curva de capacidad obtenida a partir del <i>Pushover</i> y la curva de capacidad dinámica. ....   | 60 |
| <b>Ilustración 6.3.</b> Comparación de los desplazamientos en el techo obtenidos para cada PGA a partir del PO y el IDA en ambas direcciones de análisis. ....  | 61 |
| <b>Ilustración 6.4.</b> Relación de los desplazamientos en el techo del PO y el IDA en ambas direcciones de análisis. ....  | 61 |
| <b>Ilustración A 1.</b> Planta arquitectónica dimensionada. ....  | 70 |
| <b>Ilustración A 2.</b> Vista en elevación de la edificación. ....  | 71 |
| <b>Ilustración A 3.</b> Parte A del detalle estructura de la edificación. ....  | 72 |
| <b>Ilustración A 4.</b> Parte B del detalle estructural de la edificación. ....   | 73 |
| <b>Ilustración A 5.</b> a) Mapa de iso-aceleraciones espectrales $S_S$ para un 10% de Probabilidad de ser excedida en 50 años (MOPC, 2011). b) Mapa de iso-aceleraciones espectrales $S_1$ para un 10% de Probabilidad de ser excedida en 50 años (MOPC, 2011). ....          | 74 |

**Ilustración A 6.** a) Mapa de iso-aceleraciones espectrales SS para un 2% de Probabilidad de ser excedida en 50 años (MOPC, 2011). b) Mapa de iso-aceleraciones espectrales S1 para un 2% de Probabilidad de ser excedida en 50 años (MOPC, 2011).

.....75

**Ilustración A 7.** Envolvente IDA donde se relaciona la deriva máxima de techo con el cortante correspondiente en la base. ....76

**Ilustración A 8.** Envolvente IDA donde se relaciona el cortante máximo en la base con la deriva correspondiente en el techo.....76



## LISTA DE TABLAS

|  |        |
|--|--------|
| <b>Tabla 2.1.</b> Clasificación del sitio según el reglamento sísmico dominicano (MOPC, 2011).<br>.....  | 8      |
| <b>Tabla 2.2.</b> Clasificación del sitio según el Eurocódigo 8 (2004).....  | 9      |
| <b>Tabla 2.3.</b> Descripción de los materiales especificados en los planos estructurales. ..  | 11     |
| <b>Tabla 2.4.</b> Parámetros de calibración que utiliza el programa para definir las características mecánicas el hormigón según el modelo para hormigón de Chang y Mander (1994)..... | 13     |
| <b>Tabla 2.5.</b> Parámetros de calibración que utiliza el programa para definir las características mecánicas del acero según el modelo bi-lineal para acero. ....                    | 14     |
| <b>Tabla 2.6.</b> Cargas permanentes de los elementos no estructurales de la edificación. ....   | 18     |
| <b>Tabla 2.7.</b> Cargas de uso de la estructura según el R-001 (MOPC, 2011).....  | 18     |
| <b>Tabla 2.8.</b> Factores de participación modal y masa acumulativa para cada uno de los modos de vibración de la estructura. ....  | 19     |
| <b>Tabla 3.1.</b> Valores de los factores de sitio $F_a$ y $F_v$ (MOPC, 2011). ....  | 24     |
| <b>Tabla 3.2.</b> Periodo estructural y cortante basal según el Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011).....  | 25     |
| <b>Tabla 4.1.</b> Parámetros que definen el espectro de capacidad bilineal.....  | 36     |
| <b>Tabla 4.2.</b> Definición de los umbrales de los estados de daño.....   | 37     |
| <b>Tabla 4.3.</b> Matriz de distribución de probabilidades para los cuatro umbrales de daño.<br>.....  | 42     |
| <b>Tabla 4.4.</b> Matrices de probabilidad de daño del edificio en ambas direcciones para ambos periodos de retorno. ....  | 45     |
| <b>Tabla 5.1.</b> Valores utilizados como deriva para muros de hormigón armado según el ATC-40 (1996).....   | 55     |
| <br><b>Tabla A 1.</b> Terremotos importantes en la República Dominicana entre 1551 y 1900 (Alvarado, 2014).....  | <br>69 |



# CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN

Desde los primeros años de la humanidad el hombre ha buscado la manera de crear refugios capaces de soportar la demanda a la que se ven exigidos por los fenómenos naturales. Mientras la humanidad va evolucionando, también evoluciona la manera en que se realizan las nuevas edificaciones, principalmente en la parte correspondiente a las estructuras sismo-resistentes. El gran avance en esta área específica se debe a que la interacción entre las placas tectónicas y los daños causados por los terremotos que ésta genera han hecho que éste sea uno de los fenómenos naturales más estudiados en los últimos años. Este avance ha llevado a que la ingeniería civil se ramifique y se cree la ingeniería sísmica, con la finalidad de encontrar y minimizar los efectos sísmicos sobre las estructuras.

En la isla La Hispaniola el primer informe formal que se tiene sobre eventos sísmicos fue realizado en un boletín del observatorio meteorológico del Colegio - Seminario San Marcial en Haití (COE, 2009). Éste boletín contiene los sismos ocurridos entre los años 1551 y 1900 (Tabla A 1); en el que se registraron un total de 216 sismos. Los datos de estos sismos registrados son poco precisos, en la gran mayoría no se conoce su hipocentro y no se tienen datos de sus intensidades, pero muestran la gran peligrosidad sísmica que existe en la isla. En dicho periodo se presentan alrededor de diez sismos con intensidades estimadas, en la Escala de Intensidad de Mercalli Modificada (IMM), entre nueve y diez; algunos de estos destruyendo poblaciones completas.

El primer código de construcción de la República Dominicana se publica en el año 1931 (O'Reilly, 2002), luego del paso del huracán San Zenón, pero no fue hasta el año 2011 cuando se publicó un reglamento para el análisis y el diseño sísmico de estructuras, éste es el que está vigente en la actualidad.

El Reglamento Sísmico de la República Dominicana (MOPC, 2011), junto con el Reglamento de Estructuras de Hormigón Armado (MOPC, 2012), editados por el Ministerio de Obras Publicas y Comunicaciones de la República Dominicana, definen los pasos a seguir para un diseño óptimo de una estructura de muros de hormigón armado, que es la tipología estructural analizada en esta tesis.

Para minimizar los daños que pueden producir los eventos sísmicos, es necesario realizar análisis que simulen el comportamiento de la estructura frente a la excitación esperada en el terreno. Los análisis que se han desarrollado en esta tesina son: el análisis de

capacidad espectral (Milutinovic & Trendafiloski, 2003) y el Análisis Dinámico Incremental (Vamvatsikos & Cornell, 2002), los cuales utilizan una representación de la acción sísmica para determinar la respuesta de la estructura a dicha excitación.

Para realizar el análisis estructural se utiliza el programa *SeismoStruct* (Seismosoft, 2014), el cual es un programa utilizado para analizar el comportamiento de pórticos espaciales sometidos a cargas estáticas o dinámicas, teniendo en cuenta tanto las no linealidades geométricas como la inelasticidad de los materiales. El programa permite modelar una gran variedad de materiales, así como también una gran cantidad de elementos 3D que pueden ser utilizados para la creación de distintas secciones de cada material.

El análisis de capacidad espectral que propone el Risk-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003), es una adaptación del método utilizado en el ATC-40 (1996), éste se puede realizar de forma gráfica lo que ayuda a una mejor visualización del comportamiento de la estructura frente a la demanda sísmica. El procedimiento se basa en la obtención de una curva fuerza-desplazamiento de la estructura, la cual se obtiene con un análisis estático no lineal tipo *Pushover* y ésta se grafica junto al espectro de demanda sísmica para obtener el punto de capacidad por demanda, también conocido como punto de desempeño, que refleja el punto en el que tanto la estructura como la demanda poseen el mismo valor en el parámetro empleado para cuantificar la inelasticidad.

El gran avance computacional ha facilitado la creación de métodos de análisis más complejos y se ha pasado del análisis estático al análisis dinámico. Gracias a estos avances se han desarrollado métodos como el Análisis Dinámico Incremental (IDA) el cual fue propuesto por Vamvatsikos y Cornell (2002), y se utiliza para determinar la respuesta dinámica no lineal de una estructura en función del incremento de la acción sísmica. En éste análisis la acción sísmica se define mediante un acelerograma el cual se escalará únicamente en la amplitud de las aceleraciones y se irá incrementando para conocer la respuesta de la estructura en cada paso. Éste método ha sido adoptado por el *Federal Emergency Management Agency* (FEMA-450, 2003) para determinar la capacidad de colapso global de las estructuras.

Las motivaciones principales del presente trabajo de fin de máster son: 1) conocer el comportamiento sísmico de las edificaciones de muros de hormigón armado; 2) ampliar el conocimiento de las nuevas metodologías de análisis de la vulnerabilidad sísmica; 3) proporcionar resultados que permitan concluir sobre la seguridad sísmica de esta tipología estructural.

## 1.1. OBJETIVOS

El objetivo de este Trabajo de fin de máster (TFM) es evaluar la vulnerabilidad sísmica de una tipología estructural utilizada frecuentemente en República Dominicana como vivienda multifamiliar, específicamente edificaciones de muros de hormigón armado de cuatro niveles.

### 1.1.1. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- A. Evaluar el comportamiento de la estructura a través del análisis de capacidad espectral y el Análisis Dinámico Incremental.
- B. Comparar los resultados obtenidos por ambos métodos.
- C. Analizar los resultados obtenidos en función del reglamento sísmico de la República Dominicana (MOPC, 2012) y el ATC-40 (1996).

## 1.2. METODOLOGÍA

Para el cumplimiento de los objetivos planteados anteriormente se llevará a cabo un procedimiento con el fin de analizar la tipología estructural seleccionada, la cual corresponde a una tipología comúnmente utilizada en la República Dominicana. Esta estructura se describe como un edificio de vivienda multifamiliar de muros de hormigón armado de cuatro niveles. Con el propósito de obtener datos confiables, el análisis de la vulnerabilidad de la estructura se realizará bajo dos metodologías: el análisis de capacidad espectral y el Análisis Dinámico Incremental. La estructura se modela en el programa de elementos finitos *SeismoStruct* para realizar un análisis estático no lineal de carga incremental y un Análisis Dinámico Incremental.

En el primer método, el análisis de capacidad espectral, se realiza un análisis estático no lineal de carga incremental, mejor conocido como *Pushover*, en las dos direcciones principales, con el fin de obtener una curva de capacidad de la estructura para cada dirección; estas curvas se representarán de forma Sd-Sa y en formato bilineal para así obtener los umbrales de daño. Con los valores de los umbrales de daños se definen las curvas de fragilidad de la estructura. La acción sísmica se obtiene en términos de espectro de respuesta en aceleraciones con un 5% de amortiguamiento crítico según la norma sísmica dominicana (MOPC, 2011) y se transforma al formato Sd-Sa. Con el espectro de respuesta y el espectro de demanda se obtiene el punto de desempeño de la estructura siguiendo la metodología A propuesta en el ATC-40 (1996), el cual es el punto de desplazamiento al que se ve expuesta la estructura bajo la acción sísmica

aplicada. Conociendo el punto de desempeño y las curvas de fragilidad de la estructura se calcula el índice de daño medio y se definen las matrices de probabilidades de daño.

En el segundo método, el análisis dinámico incremental (IDA), la acción sísmica se define como una respuesta temporal en aceleraciones correspondiente al sismo de *Northridge*, el cual ocurrió el 17 de enero del 1994 en la ciudad de Los Ángeles, California, este acelerograma fue registrado en la estación "090 CDMG STATION 24278". Los datos del acelerograma utilizado para el análisis dinámico incremental fueron obtenidos de la base de datos del programa de elementos finitos *SeismoStruct* (The Southern California Earthquake Data Center, 1994). En el programa *SeismoStruct* se realiza el análisis, en ambas direcciones principales, siguiendo los pasos especificados por Vamvatsikos y Cornell (2002). En éste el usuario define los parámetros del análisis, como son: los factores de escala a utilizar, el factor multiplicador del acelerograma y la frecuencia de análisis.

Luego de realizar ambos análisis se demuestra su fiabilidad con la comparación de los resultados obtenidos tanto con el método estático como con el dinámico. Posteriormente estos resultados son comparados con los valores de desplazamiento permitido especificados en el Reglamento para el análisis y diseño sísmico de estructuras de la República Dominicana (MOPC, 2011) y del ATC-40 (1996).

### 1.3. RESULTADOS ESPERADOS

En este TFM se analiza la estructura con dos métodos, el análisis de capacidad espectral y el análisis dinámico incremental, los resultados obtenidos se pretenden presentar de forma tal que se puedan comparar con los valores de deriva de entre piso permitido del ATC-40 (1996) y del Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011), empleando la amenaza sísmica de la zona donde se ubica la estructura según se definió para su diseño estructural, que se realizó en el año 2014.

El análisis de capacidad espectral se basa en la comparación de la demanda sísmica (espectros de respuestas) y la capacidad estructural (curvas de capacidad), este análisis nos permite calcular curvas de probabilidad de daños las cuales nos permiten evaluar la vulnerabilidad sísmica de la estructura. El análisis incremental dinámico por otro lado, nos permite obtener la respuesta de la estructura al verse afectada por un acelerograma, obteniendo un parámetro de respuesta que se puede correlacionar con el daño en función de la intensidad del movimiento del suelo.

Los resultados obtenidos se irán mostrando a lo largo de todo el trabajo según se vaya desarrollando cada análisis, en el último capítulo se compararan los resultados obtenidos con ambas metodologías y a la vez se compararan con los valores presentados en el ATC-40 (1996) y el R-001 (MOPC, 2011).

#### 1.4. ESTRUCTURA DE LA TESINA

Esta tesina está compuesta por seis capítulos y un anexo. El primer capítulo presenta una introducción general del análisis realizado y de los resultados esperados. En este se muestran las razones por lo cual se lleva a cabo esta memoria y un poco de la historia sísmica en la República Dominicana. Asimismo, se muestra el objetivo principal que se busca mediante esta investigación, acompañado de los objetivos específicos. Por último, se plantea la metodología a seguir durante el análisis y los resultados esperados.

El segundo capítulo presenta la descripción de la estructura analizada, se da una breve descripción de la zona donde se ubica dicha estructura, se presentan las características principales y los materiales que componen la edificación, se muestran los aspectos a considerar en el diseño de esta tipología estructural según la normativa dominicana y, finalmente, se presentan los parámetros más importantes en la modelización de la estructura en el programa de elementos finitos *Seismostruct*.

El tercer capítulo se dedica a la acción sísmica y la manera en que ésta se define en el análisis de capacidad espectral y en el análisis dinámico incremental para la determinación de la vulnerabilidad sísmica de la estructura. Se resume el procedimiento que propone el Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011) para la obtención de los espectros de respuestas en aceleraciones lineal elástico para periodos de retorno de 475 y 2750 años, los cuales definirán la acción sísmica en el análisis de capacidad espectral; y se define el método para transformar el espectro a la forma  $S_a-S_d$ . Por último, se describe el acelerograma del sismo de *Northridge*, el cual es el acelerograma utilizado como historia temporal en aceleraciones en el análisis dinámico incremental. Se seleccionó este acelerograma ya que, este sismo presenta niveles de aceleración pico iguales o superiores a los establecidos en el Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011) para el tipo de estructura a analizar.

En el capítulo cuatro se calcula la vulnerabilidad de la estructura por medio del análisis de capacidad espectral, en éste se describe brevemente el procedimiento estándar para obtener la curva *Pushover* y los pasos que se siguen en el programa *SeismoStruct*, la cual relaciona el cortante en la base con el desplazamiento en el techo de la estructura,

luego ésta es transformado a espectro de capacidad para poder relacionarlo con el espectro de demanda y de esta relación se obtiene el daño esperado en la estructura. A partir del espectro de capacidad se definen los umbrales de los estados de daño no nulos, con los cuales se generan las curvas de fragilidad. Intersectando el valor del punto de capacidad para el punto de desempeño con las curvas de fragilidad se obtiene la matriz de probabilidad de daños para la intensidad definida por el espectro de demanda en aceleraciones.

El capítulo cinco se dedica al desarrollo del análisis dinámico incremental (IDA), en este se presenta un resumen de los principales parámetros que intervienen en el análisis y se exponen los pasos seguidos para la modelación en el programa *SeismoStruct*. Del análisis realizado se obtiene las curvas IDA las cuales presentan la respuesta de la estructura en función de las diferentes intensidades del suelo. Estos resultados obtenidos se comparan con los objetivos de desempeño que presentan el ATC-40 (1996) y el R-001 (2011), a partir de estos se realiza una discusión de los resultados.

En el capítulo seis se presenta una comparación entre los resultados obtenidos por el IDA y por el PO. En este también se muestran las conclusiones a las que se han llegado y por último, se presentan futuras líneas de investigación que ayudarían a complementar los análisis realizados en el presente TFM.

En el Anexo A se presentan los terremotos más importantes ocurridos en la República Dominicana, los planos arquitectónicos y estructurales del edificio a analizar, los mapas de iso-aceleraciones de la República Dominicana y algunos resultados extras obtenidos mediante el análisis dinámico incremental.



## CAPITULO 2. EL EDIFICIO Y EL CONTEXTO DEL ESTUDIO

### 2.1. ZONA DE ESTUDIO

La estructura a analizar se localiza en la ciudad de Santiago de los Caballeros, en la parte norte de la República Dominicana. La isla La Hispaniola, conformada por la República Dominicana y la República de Haití, se encuentra en el borde de interacción de dos placas: la placa tectónica de Norteamérica y la placa tectónica del Caribe. Esta interacción es la que provoca la mayor cantidad de sismos en la isla.

En la Tabla A 1, en los anexos, se muestran los terremotos más importantes que han ocurrido en la República Dominicana desde el año 1562.

La isla contiene varias fallas tectónicas, dividiendo el territorio en placas de mayor o menor actividad, en la Ilustración 2.1 se puede observar que la región norte posee un mayor número de fallas, y además las fallas más importantes, por lo tanto, en el Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011) es considerada como una zona más activa.



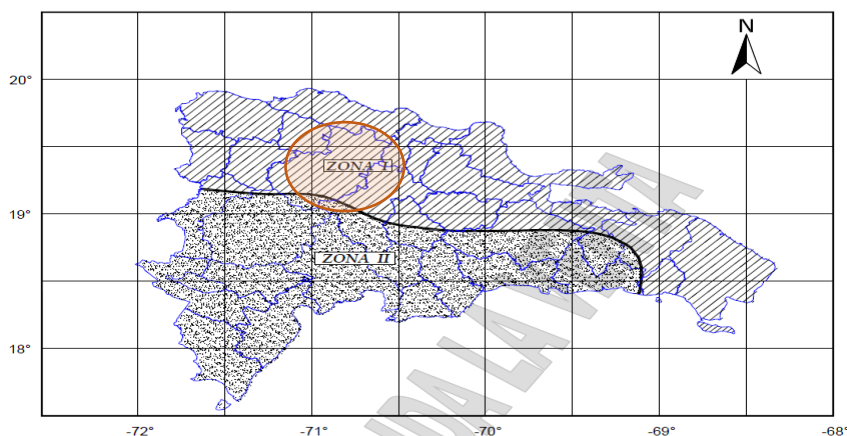
**Ilustración 2.1.** Mapa donde se representan las fallas de la isla La Hispaniola (EDUCANDO, 2015).

El Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011) divide la isla en dos zonas sísmicas, de acuerdo a sus niveles de aceleración sísmica espectral de referencia para un periodo de retorno de 2475 años (Ilustración 2.2), la ciudad de Santiago de los Caballeros se encuentra en lo que corresponde a la Zona I, la cual se considera como una zona de alta

sismicidad que considera las provincias donde la aceleración espectral de referencia para periodos cortos es superior a los 0.95 g (MOPC, 2011).

La zona donde se encuentra la estructura analizada posee un suelo rígido (Tabla 2.1), el cual se designa en el reglamento como suelo Tipo D, éste presenta una velocidad de ondas de corte entre 180 y 360 m/s en los primeros 30 metros de profundidad del estrato.

En la Tabla 2.2 se presenta la clasificación del sitio según el Eurocódigo 8 (2004) con el fin de compararlos con los del Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011). En esta comparación se puede observar como el suelo rígido presenta diferentes velocidades de onda de corte dependiendo el código utilizado.



**Ilustración 2.2.** Mapa de zonificación sísmica de la República Dominicana (MOPC, 2011).

**Tabla 2.1.** Clasificación del sitio según el Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011).

| <b>Clasificación del sitio</b> | <b>Designación</b>            | <b>Velocidad onda de corte <math>V_{s30}</math> (m/s)</b> |
|--------------------------------|-------------------------------|---|
| A                              | Roca Fuerte                   | $V_s > 1500$  |
| B                              | Roca                          | $760 < V_s \leq 1500$                                     |
| C                              | Suelo muy Denso y Roca Blanda | $360 < V_s \leq 760$                                      |
| D                              | Suelo Rígido                  | $180 < V_s \leq 360$                                      |
| E                              | Suelo Blando                  | $V_s < 180$   |

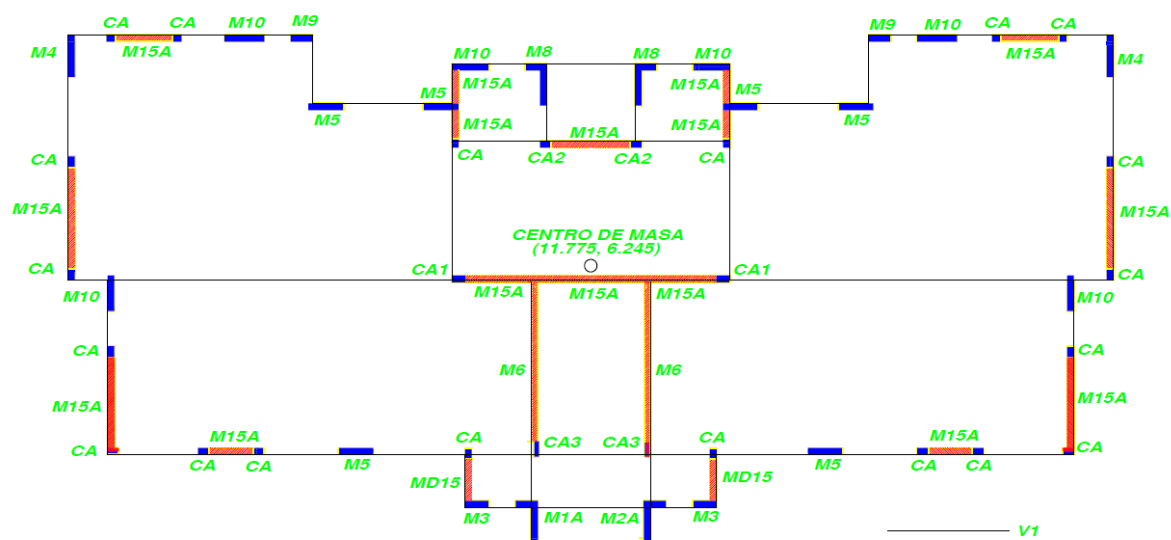
**Tabla 2.2.** Clasificación del sitio según el Eurocódigo 8 (2004).

| Clasificación del sitio | Designación                                 | Velocidad onda de corte $V_{s30}$ (m/s) |
|-------------------------|---|---|
| A                       | Roca  | $V_s > 800$                             |
| B                       | Arena muy densa, grava o arcilla muy rígida | $360 < V_s \leq 800$                    |
| C                       | Arena densa, grava o arcilla rígida         | $180 < V_s \leq 360$                    |
| D                       | Suelo Blando                                | $V_s < 180$                             |

## 2.2. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

La estructura analizada en esta tesis es de muros de hormigón armado de cuatro niveles, tipología típica en la República Dominicana para edificaciones de viviendas multifamiliar. La edificación posee un área de construcción de 210 m<sup>2</sup> por nivel, una longitud máxima en planta de 23.70 metros y una altura total de 10.88 metros, que se distribuye de manera equidistante en cuatro niveles (con dos viviendas por nivel).

Los muros estructurales principales son de 15 cm de espesor y los secundarios de 10 cm, en la Ilustración 2.3 se puede observar la distribución de los muros principales de la edificación. La estructura posee elementos de borde dentro de los muros que van de dimensiones desde 30x15 cm a 35x10 cm y losas rígidas monolíticas de 10 cm de grosor en toda la edificación. La norma sísmica dominicana describe la estructura como una *edificación residencial de muros especiales de hormigón armado* que por su clasificación o uso corresponde al grupo IV: edificaciones de ocupación normal, la cual permite que, ante sismos severos, pueda sufrir daños estructurales, pero sin llegar al colapso. La norma describe el sismo severo como aquel con una probabilidad de excedencia de un 10%, en 50 años, lo que equivale a un sismo con un periodo de retorno de 475 años (MOPC, 2011).

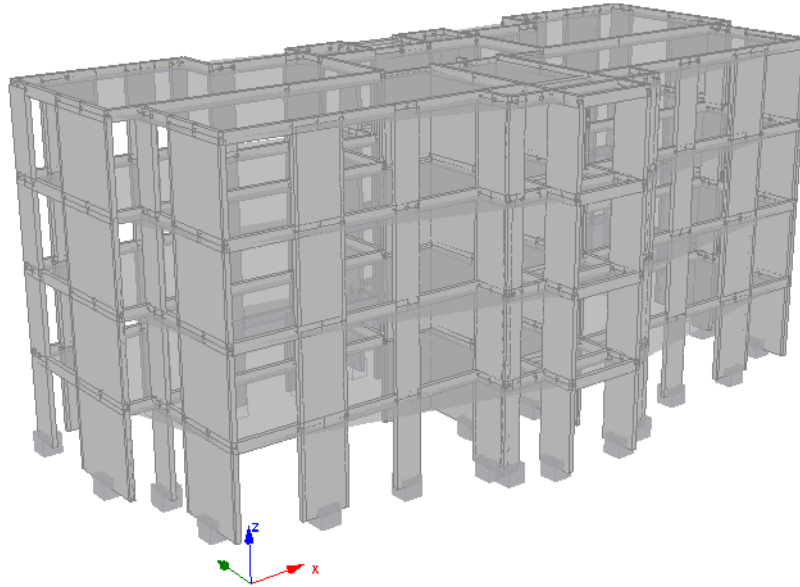


**Ilustración 2.3.** Planta estructural de la edificación.

### 2.3. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

El modelo de la estructura a estudiar se ha realizado a partir de los planos arquitectónicos y estructurales del edificio. En el Anexo A del documento se pueden ver los planos arquitectónicos de dicha estructura, planta dimensionada (Ilustración A 1), las elevaciones de la edificación (Ilustración A 2) y los detalles estructurales (Ilustración A 3 e Ilustración A 4). En la Ilustración 2.4 se muestra el modelo estructural realizado en el programa *SeismoStruct*.

Para el análisis de la estructura ésta se modeló en el programa de elementos finitos *SeismoStruct*, el cual presenta diversas opciones a la hora de definir los materiales, los tipos de elementos y las cargas aplicadas. En esta sección se presentarán los modelos utilizados para cada definición junto a sus principales características.



**Ilustración 2.4.** Modelo estructural en 3D del edificio analizado en el programa *SeismoStruct*.

### 2.3.1. MATERIALES

En la Tabla 2.3 se presentan los materiales descritos en los planos estructurales para todos los elementos estructurales de la edificación (muros, vigas, columnas y losas).

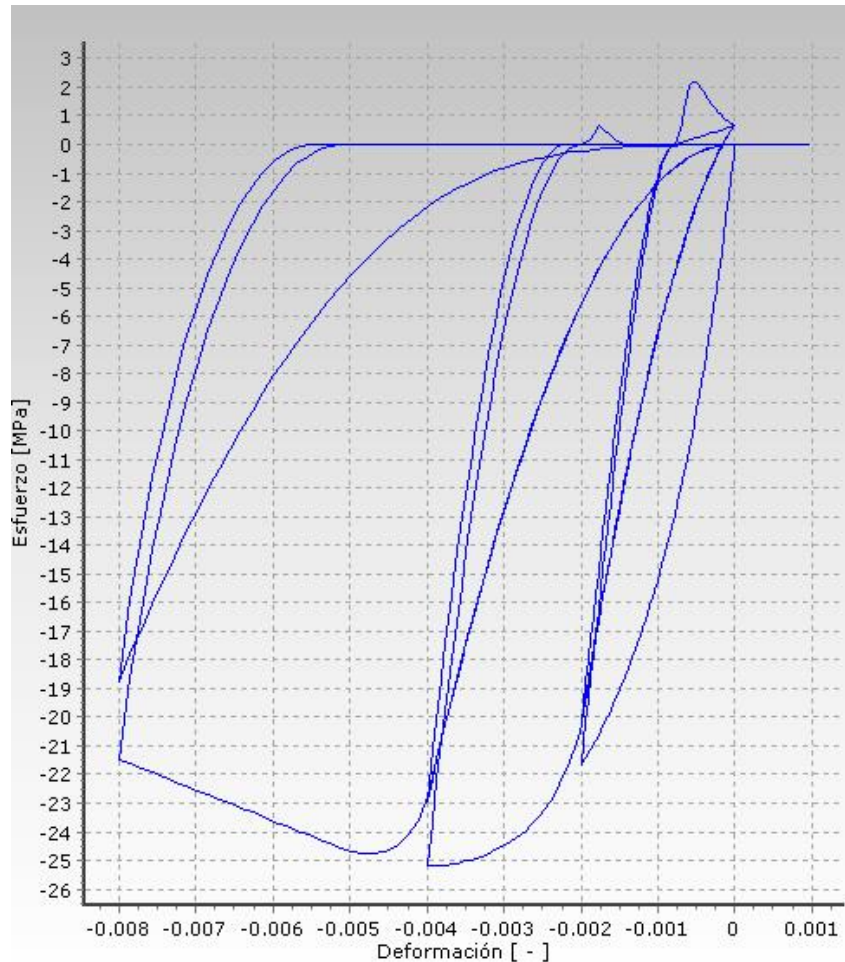
**Tabla 2.3.** Descripción de los materiales especificados en los planos estructurales.

| Material                 | Peso (kgf/m <sup>3</sup> ) | Resistencia nominal (kgf/cm <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|----------------------------|--|
| <b>Acero de refuerzo</b> | 7849                       | F <sub>y</sub> = 4200                      |
| <b>Hormigón</b>          | 2400                       | F' <sub>c</sub> = 210                      |

El programa presenta varios modelos para definir el comportamiento del hormigón ante carga axial. Para el análisis realizado se optó por el modelo de hormigón de acuerdo a las especificaciones de Chang y Mander (1994) (Ilustración 2.5).

Normalmente los modelos de hormigón asumen que al ocurrir un cambio brusco del módulo de la sección se da un cierre de fisuras abrupto, sin embargo en este modelo se considera la transición de la relación esfuerzo-deformación al suceder la apertura y cierre de las fisuras. Se modela el hormigón en tensión con un comportamiento cíclico parecido al que se utiliza con el hormigón en compresión. En la Tabla 2.4 se presentan los valores de las características mecánicas del material definidas en *SeismoStruct* para el análisis.

El esfuerzo de compresión utilizado es de  $f'_c = 21$  Mpa. En la Ilustración 2.5 se puede observar que el esfuerzo máximo alcanzado por el hormigón es aproximadamente 25 MPa; esta variación entre el  $f'_c$  y el esfuerzo máximo alcanzado se debe a que el modelo de Chang y Mander (1994) considera el efecto de confinamiento en el material donde, el acero de refuerzo al estar colocado en una cierta distancia, permite considerar un incremento en la capacidad en compresión

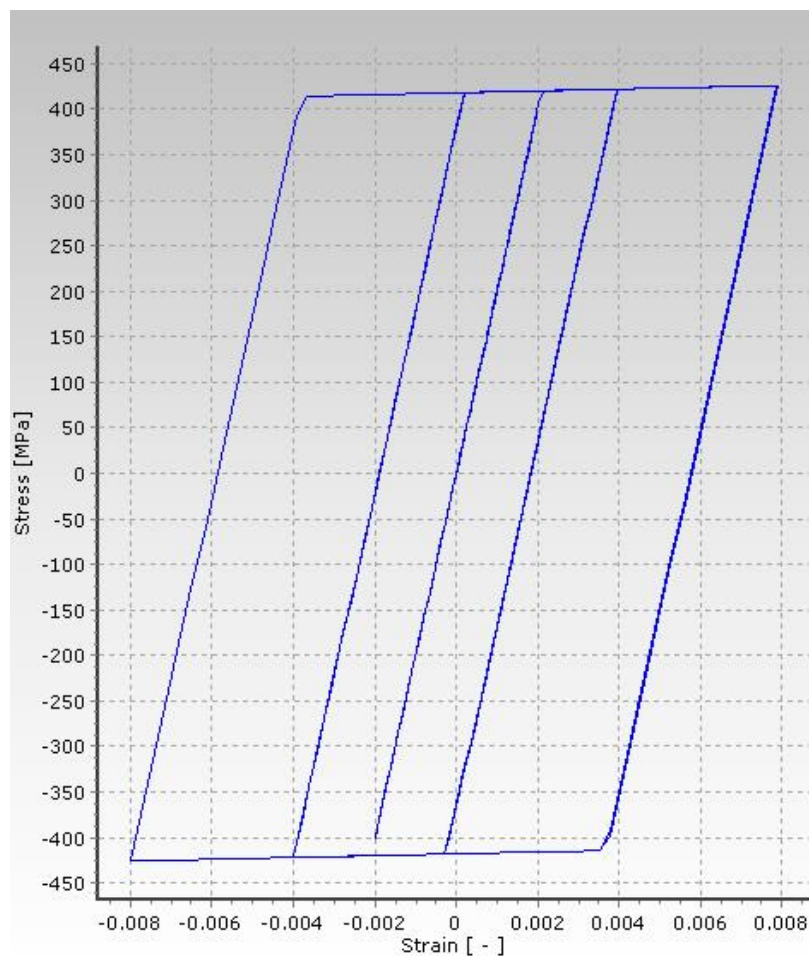


**Ilustración 2.5.** Modelo para hormigón de Chang y Mander (1994).

El acero de refuerzo se definió a partir del modelo bi-lineal (Ilustración 2.6) para acero el cual es un modelo uni-axial de esfuerzo-deformación bi-lineal con endurecimiento cinemático, donde en el proceso de la fase de carga el rango elástico permanece constante, y la regla de endurecimiento cinemático para la superficie de fluencia se supone como una función lineal del incremento de deformación plástica. Este modelo posee una gran eficiencia computacional y sus parámetros de calibración son cómodamente determinables. Los parámetros de calibración que se utiliza el modelo para definir las características del acero se presentan en la Tabla 2.5.

**Tabla 2.4.** Parámetros de calibración que utiliza el programa para definir las características mecánicas del hormigón según el modelo para hormigón de Chang y Mander (1994).

| Características mecánicas   | Rango de valores       | Valor utilizado |
|---|------------------------|-----------------|
| Esfuerzo de compresión medio  | 15 – 45 MPa            | 21 MPa          |
| Resistencia a la tracción ( $f_t$ )                                   | --                     | 2.2 MPa         |
| Modulo elástico ( $E_c$ )   | 1000 – 3000 MPa        | 2800 MPa        |
| Deformación al valor pico del esfuerzo de compresión ( $\epsilon_c$ ) | 0.002 – 0.0022 mm/mm   | 0.002 mm/mm     |
| Deformación al valor pico del esfuerzo de tracción ( $\epsilon_t$ )   | 0.0002 – 0.00022 mm/mm | 0.00022 mm/mm   |
| Deformación adimensional crítica a compresión ( $X_{cr-}$ )           | 1.1 – 1.5              | 1.3             |
| Deformación adimensional crítica a tracción ( $X_{cr+}$ )             | 1 - 5                  | 3               |



**Ilustración 2.6.** Modelo bi-lineal para el acero (Seismosoft, 2014).



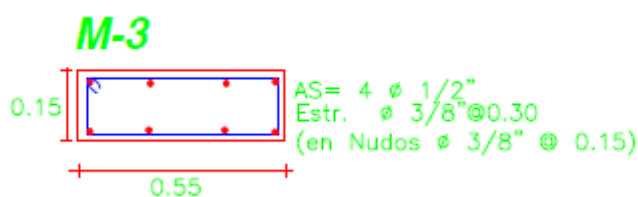
**Tabla 2.5.** Parámetros de calibración que utiliza el programa para definir las características mecánicas del acero según el modelo bi-lineal para acero.

| Características mecánicas                             | Rango de valores | Valores utilizados |
|---|------------------|--------------------|
| Módulo de elasticidad (E)                             | 200 – 210 GPa    | 200 GPa            |
| Límite de fluencia ( $f_y$ )                          | 230 – 650 MPa    | 420 MPa            |
| Parámetro de endurecimiento por deformación ( $\mu$ ) | 0.005 – 0.015    | 0.005              |
| Deformación de rotura/pandeo ( $\epsilon_{uti}$ )     | 0.1              | 0.1                |

### 2.3.2. SECCIONES

En el modelo las secciones de vigas y columnas se definieron como sección rectangular de hormigón armado, donde la región correspondiente al hormigón confinado es determinada automáticamente por el programa utilizando el espesor del recubrimiento, el cual se mide desde el baricentro del estribo de la sección. Éste espesor de recubrimiento es considerado por el programa para todas las secciones de hormigón armado. En la modelación se utilizó el valor por defecto 2.5 cm, el cual está definido por la norma de diseño ACI-318 (2008) como el valor mínimo recomendado. Se debe tomar en cuenta que las barras de refuerzo longitudinal se deben colocar dentro de la región confinada de hormigón.

Los muros rectangulares (Ilustración 2.7) se definieron en el programa como una sección rectangular de muro de hormigón armado, esta sección se puede utilizar para modelar muros de hormigón armado de cualquier forma. Es necesario la definición de vínculos rígidos, con dimensiones iguales a la mitad del largo del muro, que conecten éste con los elementos estructurales adyacentes, con esto se logra una compatibilidad entre el desplazamiento del muro y el de los elementos estructurales a los que se encuentra acoplado.



**Ilustración 2.7.** Sección transversal del muro M-3.



En el programa *Seismostruct* la sección de muro de hormigón armado en forma de L puede ser sometida a cargas sísmicas ortogonales a sus ejes, pero se sugiere evitar el uso de esta sección en el caso de que se modelaran cargas diagonales. Al igual que para los muros rectangulares, es necesario definir vínculos rígidos adecuados con el fin de modelar apropiadamente el movimiento del muro y su influencia sobre los elementos estructurales a los que se encuentra conectado.

### 2.3.3. CLASES DE ELEMENTOS

El programa *SeismoStruct* presenta diversas clases de elementos, las cuales se utilizan para una mejor definición de la conectividad entre los elementos. Estas clases permiten la modelación de diferentes condiciones de borde, como fundaciones flexibles, aislamiento sísmico, golpeteo estructural, etc.

Tanto las vigas, como las columnas y los muros fueron definidos en la clase de elemento que el programa denomina como: *elemento inelástico de pórtico basado en desplazamientos*. Cada sección se debe subdividir en un número de fibras, que debe ser definido por el usuario, para el correcto cálculo del equilibrio, el cual se realiza en cada sección de integración del elemento. Estas subdivisiones del elemento permiten la integración de la respuesta uni-axial no lineal del material en cada una de las fibras individuales con el cual se obtiene el estado de esfuerzo-deformación, gracias a estas divisiones se puede tener en cuenta la propagación de la inelasticidad a lo largo de la longitud del miembro y en la altura de la sección.

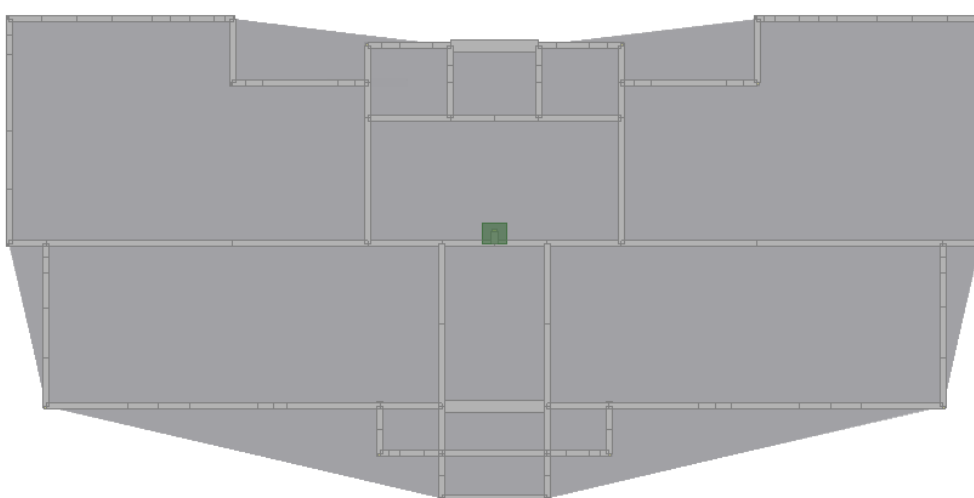
Este tipo de elemento permite la modelación de elementos de pórticos espaciales con no linealidades tanto en la geometría como en los materiales. Esta clase de elemento sigue un enfoque estándar en el que las deformaciones de los elementos son interpoladas, partiendo de un campo de desplazamientos aproximados, antes de que el principio de los desplazamientos virtuales sea utilizado para definir la relación de equilibrio del elemento.

### 2.3.4. VÍNCULOS INTERNOS

En el programa *SeismoStruct* (Seismosoft, 2014) hay disponibles tres tipos de vínculos internos, que son: Vínculo Rígido, Diafragma Rígido y GDL Enlazado. En esta modelación se utiliza el diafragma rígido el cual restringe ciertos grados de libertad de los nodos esclavos al nodo maestro (los nodos restringidos rotarán/se desplazarán en un plano dado, manteniendo invariable su posición relativa), este tipo de vínculo interno utiliza los planos rígidos, definidos por el programa, de forma tal que todos los nodos

restringidos se desplazarán como si se encontraran unidos mediante brazos de palanca rígidos. En el modelo deben definirse los nodos esclavos y el nodo maestro y, también deben asignarse también las condiciones de vínculo, en términos de conexiones de plano rígido.

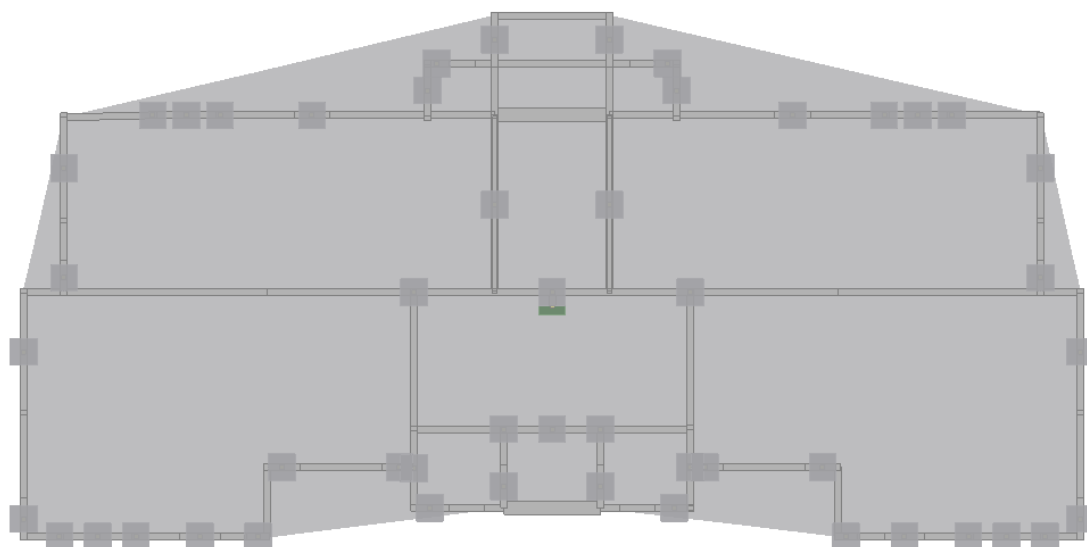
La ubicación del nodo maestro de un diafragma rígido debería corresponder al centro de masa de cada piso; en el caso del modelo estructural analizado el centro de masa se encuentra en la coordenada (11.78m, 6.25m) y es igual en cada nivel. En la Ilustración 2.8 se puede ver de manera gráfica la ubicación del centro de masa de la planta estructural y el diafragma rígido.



**Ilustración 2.8.** Vista en planta del modelo estructural en *SeismoStruct*. En verde se muestra el centro de masa de la planta estructural y en sombra gris se puede ver el diafragma rígido.

#### 2.3.5. VÍNCULOS EXTERNOS.

El programa también permite modelar las condiciones de borde del modelo estructural, éstas son definidas en el módulo: vínculos externos, en el cual todos los nodos estructurales pueden ser restringidos en cualquiera de los seis grados de libertad. En esta modelación todos los elementos que llegan a la base de la estructura serán restringidos en todas las direcciones ( $x+y+z+rx+ry+rz$ ). En la Ilustración 2.9 se pueden observar los vínculos externos de la estructura, vistos desde la parte inferior.



**Ilustración 2.9.** Vista en planta desde la parte de abajo del modelo estructural en *SeismoStruct*. Como bloques en gris oscuro se muestran los vínculos externos de la estructura.

### 2.3.6. CARGAS

Las cargas verticales que se definen en el modelo de la estructura corresponden a las cargas permanentes no estructurales (Tabla 2.6) y a las cargas de uso de la estructura según el Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011) (Tabla 2.7). Los pesos correspondientes a los elementos estructurales definidos en la modelación no son agregados ya que el programa los calcula automáticamente.

En el programa *SeismoStruct* la carga fue definida como un elemento masa, en el cual se colocó la masa total, correspondiente a una fracción de la carga viva y la carga permanente, en el centro de masa de cada nivel de la estructura y se especificó que las cargas son derivadas de la masa, basadas en el valor de la gravedad.

La Tabla 2.8 presenta la masa acumulativa para cada uno de los modos de vibración de la estructura, en este se puede observar que el primer modo de vibración en el eje X corresponde al Modo 2 con un periodo de 0.195 segundos, el primer modo de vibración en el eje Y corresponde al Modo 1 con un periodo de 0.250 segundos y el primer modo de vibración en el eje de rotación corresponde al Modo 3.

**Tabla 2.6.** Cargas permanentes de los elementos no estructurales de la edificación.

| <b>Piso del 1 al 3</b>     |                                      |                        |                              |                                 |  |
|----------------------------|--------------------------------------|------------------------|------------------------------|---------------------------------|--|
| <b>Tipo</b>                | <b>Peso<br/>(Tonf/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Espesor<br/>(m)</b> | <b>Peso total<br/>(Tonf)</b> | <b>Área<br/>(m<sup>2</sup>)</b> | <b>Distribución<br/>de peso<br/>(Tonf/m<sup>2</sup>)</b> |
| Losa                       | 2.40                                 | 0.11                   | 54.53                        | 205.00                          | 0.27   |
| Acabado de Piso            | 1.70                                 | 0.05                   | 17.43                        | 205.00                          | 0.09   |
| Divisiones<br>Livianas     | 2.40                                 | 0.10                   | 48.86                        | 205.00                          | 0.24   |
| Acabado de Losa            | 1.00                                 | 0.01                   | 2.05                         | 205.00                          | 0.01   |
| Sistema<br>Electromecánico | -                                    | -                      | 8.20                         | 205.00                          | 0.04   |
| <b>Total</b>               |                                      |                        | <b>131.06</b>                |                                 | <b>0.64</b>  |
| <b>Techo</b>               |                                      |                        |                              |                                 |  |
| <b>Tipo</b>                | <b>Peso<br/>(Tonf/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Espesor<br/>(m)</b> | <b>Peso total<br/>(Tonf)</b> | <b>Área<br/>(m<sup>2</sup>)</b> | <b>Distribución<br/>de peso<br/>(Tonf/m<sup>2</sup>)</b> |
| Losa                       | 2.40                                 | 0.11                   | 54.53                        | 205.00                          | 0.27   |
| Fino                       | 2.20                                 | 0.05                   | 22.55                        | 205.00                          | 0.11   |
| Ante Pecho                 | 2.40                                 | 0.10                   | 28.40                        | 205.00                          | 0.14   |
| Cajón Escalera             | 2.40                                 | 0.10                   | 6.61                         | 205.00                          | 0.03   |
| <b>Total</b>               |                                      |                        | <b>112.10</b>                |                                 | <b>0.55</b>  |

**Tabla 2.7.** Cargas de uso de la estructura según el R-001 (MOPC, 2011).

| <b>Tipo de edificaciones</b> | <b>Carga<br/>(Tonf/m<sup>2</sup>)</b> | <b>Coeficiente</b> |
|------------------------------|---------------------------------------|--------------------|
| I. EDIFICIOS RESIDENCIALES   |                                       | $\phi_i$           |
| Balcones y escaleras         | 0.40                                  | 0.15               |
| Otras áreas                  | 0.20                                  | 0.15               |
| II. TECHOS                   |                                       |                    |
| Techos planos                | 0.10                                  | 0.1                |

El Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011) establece las combinaciones de cargas que deben de soportar cada uno de los elementos estructurales, estas combinaciones son establecidas por el ACI-318 (2008). En la ecuación 2.1 se presenta la combinación utilizada para el análisis de la estructura bajo condiciones sísmicas.

$$1.2D + 1.0E + L \quad 2.1$$

Donde:

$D=$       *Acción de la carga muerta*

$L=$       *Acción de la carga viva*

$E=$       *Acción sísmica*

**Tabla 2.8.** Factores de participación modal y masa acumulativa para cada uno de los modos de vibración de la estructura.

| Modo | Período | Masa acumulativa |        |        |
|------|---------|------------------|--------|--------|
|      |         | [ Ux ]           | [ Uy ] | [ Rz ] |
| 1    | 0.250   | 0.00%            | 69.61% | 0.01%  |
| 2    | 0.195   | 68.93%           | 69.61% | 0.12%  |
| 3    | 0.126   | 69.05%           | 69.63% | 69.38% |
| 4    | 0.044   | 69.30%           | 90.47% | 69.53% |
| 5    | 0.035   | 90.15%           | 90.47% | 69.53% |
| 6    | 0.025   | 90.15%           | 90.47% | 90.04% |



## CAPITULO 3. LA ACCIÓN SÍSMICA

### 3.1. INTRODUCCIÓN

El suelo es el encargado de transmitir las ondas generadas por los movimientos sísmicos, estas ondas al llegar a la base de la estructura ejercen una fuerza en dicha base que genera una respuesta de la estructura. Esta demanda se conoce como la acción sísmica. La intensidad de la acción sísmica normalmente está relacionada con la aceleración máxima del terreno, la duración del evento y el contenido de frecuencias.

La elección de la acción sísmica a utilizar en los análisis estructurales, es fundamental a la hora de evaluar el comportamiento de una edificación. Existen varias formas para considerar la acción sísmica en los análisis estructurales, pero comúnmente se utilizan espectros de respuesta, acelerogramas o, en casos simplificados, intensidades macro sísmicas, cuya elección dependerá principalmente del análisis que se llevará a cabo.

La acción sísmica esperada se estima a partir de estudios de eventos sísmicos pasados, tomando en cuenta la aleatoriedad de los sismos y las incertidumbres que existen en los parámetros de los terremotos. En el caso del diseño estructural, para la definición de la acción sísmica se toma en cuenta el periodo de retorno y el nivel de intensidad del terremoto que se utiliza para dicho diseño.

En esta tesis se utiliza los espectros de respuesta elástico con 5% de factor de amortiguamiento crítico que se presentan en la normativa sísmica dominicana R-001 (MOPC, 2011) correspondientes a un periodo de retorno de 475 y 2750 años. Dado que no ha sido posible disponer de acelerogramas de sismos intensos registrados en la zona de estudio, se ha considerado adecuado usar el acelerograma correspondiente al terremoto de *Northridge* que ocurrió el 17 de enero de 1994 en el valle de San Fernando a 32 km del centro de Los Ángeles. Vale la pena decir que este acelerograma ha sido también escogido en diversos trabajos de ingeniería sísmica para el análisis estructural.

En este apartado se presentan los pasos necesarios para determinar el espectro de respuesta elástico según se especifica en el Reglamento Sísmico Dominicana (MOPC, 2011). Además, se describen las principales características del registro sísmico del terremoto de *Northridge* y el tratamiento que, conforme al análisis dinámico incremental, se ha dado a la señal.

### 3.2. NORMATIVA R-001

Una de las formas más utilizadas para definir la acción sísmica se basa en los espectros de respuestas, los cuales son el resultado de la evaluación de las máximas respuestas de una estructura de un grado de libertad ante una excitación. Una de las grandes ventajas de los espectros de respuesta es la facilidad con que este puede adaptarse a las exigencias, ya que, se puede suavizar, promediar o modificar dependiendo de las características del terreno de la zona estudiada.

El Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011) define, para efectos del diseño de estructuras nuevas, espectros elásticos de respuesta en aceleración, tal y como se puede ver en la Ilustración 3.1, con un factor de amortiguamiento crítico del 5%. En la ecuación 3.1 se muestra la forma de obtener cada una de las regiones del espectro de respuesta.

$$\begin{aligned}
 S_a &= 0.6 \frac{S_{DS}}{T_0} * (T) + 0.4 S_{DS} && \text{Para } T \leq T_0 \\
 S_a &= S_{DS} && \text{Para } T_0 < T \leq T_s \\
 S_a &= \frac{S_{D1}}{T} && T > T_s
 \end{aligned} \tag{3.1}$$

Donde:

$S_a$ = Aceleraciones espectrales de diseño.

$T$ = Período de vibración de la estructura.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} * F_a * S_s$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} * F_v * S_1$$

$$T_0 = 0.2 * \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = 5 * T_0$$

$T_0$ = Inicio de tramo de aceleración constante.

$T_s$ = Final de tramo de aceleración constante.

$S_s$ = Ordenada espectral de referencia para  $T=0.20$  segundos.

$S_1$ = Ordenada espectral de referencia para  $T=1.00$  segundos.

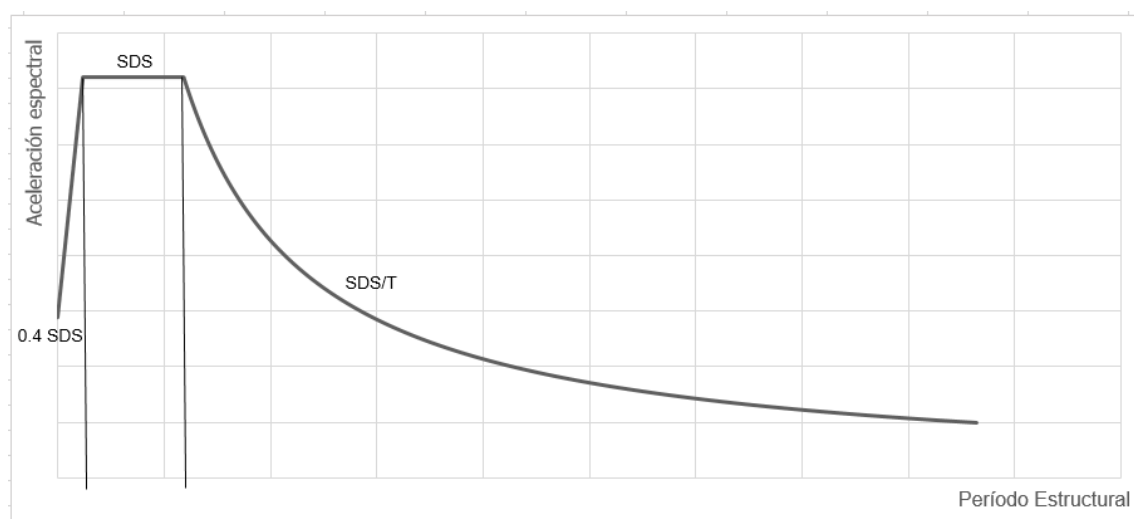
$F_a$ = Factor de suelo asociado a períodos cortos.

$F_v$ = Factor de suelo asociado a períodos largos.



La norma divide la República Dominicana (MOPC, 2011) en dos zonas sísmicas, diferenciando cada zona con el valor de aceleración espectral de referencia ( $S_s$ ) para cada periodo de retorno, en esta tesis se trabajara con espectros de respuesta en aceleraciones para periodos de retorno (PR) de 475 y 2750 años, o lo que es igual, con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años y 2% en 50 años respectivamente. La zona 1 se considera de alta sismicidad y la zona 2 de mediana sismicidad.

Para el cálculo de los espectros de respuesta en aceleraciones a utilizar en la evaluación estructural, se utilizaron los valores definidos en los mapas de iso-aceleraciones que se incluyen en el reglamento (Ilustración A 5 e Ilustración A 6) ( $SS=0.9g$  y  $S1=0.4g$  para PR= 475 años;  $SS=1.3g$  y  $S1=0.6g$  para PR=2750 años), correspondiente a la zona I. El tipo de suelo sobre el que se cimienta la estructura es clasificado en función de la velocidad de ondas de corte. Conociendo el tipo de suelo del emplazamiento se determinan los factores de sitio (Tabla 3.1).



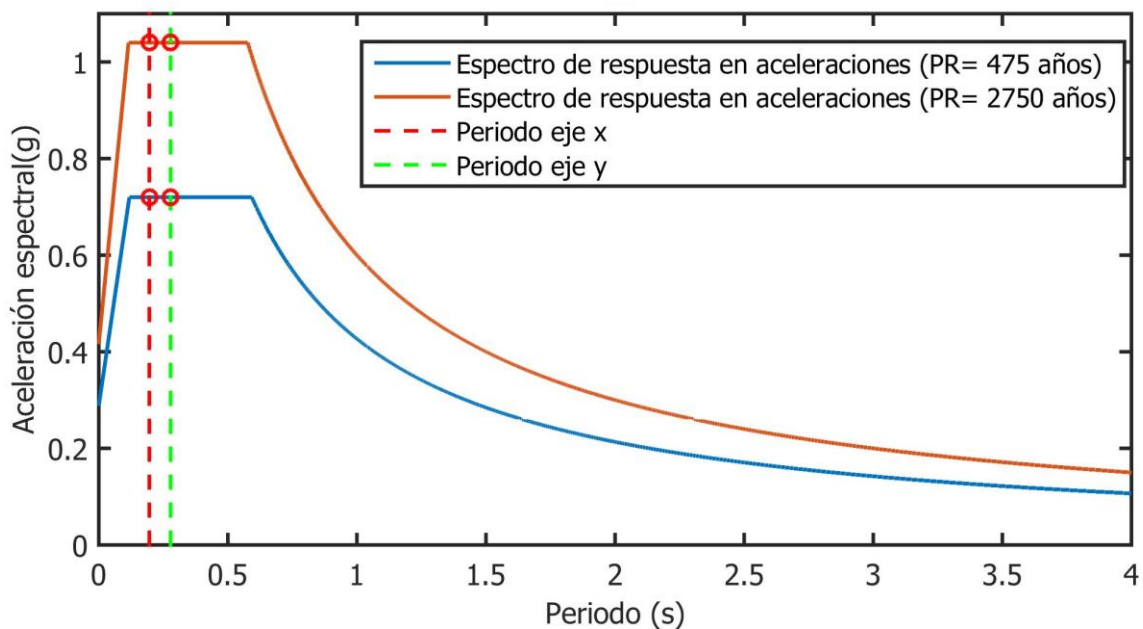
**Ilustración 3.1.** Zonas espectro sísmico lineal elástico. (MOPC, 2011)

En la Ilustración 3.2 se presentan los espectros de respuesta en aceleraciones con un 5% de amortiguamiento crítico, determinado para la estructura analizada, la cual se encuentra en la zona I y posee un suelo tipo D.

A la hora de utilizar estos espectros como acción sísmica en el análisis de capacidad espectral, se deben transformar a las coordenadas  $S_a$ - $S_d$  (aceleración espectral contra desplazamiento espectral), con el fin de poder compararlo con la capacidad de la estructura.

**Tabla 3.1.** Valores de los factores de sitio  $F_a$  y  $F_v$  (MOPC, 2011).

| Clase de sitio | Designación                   | Zona I, II |       |
|----------------|-------------------------------|------------|-------|
|                |                               | $F_a$      | $F_v$ |
| <b>A</b>       | Roca Fuerte                   | 0.8        | 0.8   |
| <b>B</b>       | Roca                          | 1.0        | 1.0   |
| <b>C</b>       | Suelo muy denso y roca blanda | 1.0        | 1.3   |
| <b>D</b>       | Suelo Rígido                  | 1.2        | 1.5   |
| <b>E</b>       | Suelo Blando                  | 1.0        | 2.4   |



**Ilustración 3.2.** Espectros de respuesta en aceleraciones con un 5% de amortiguamiento crítico según El Reglamento Sísmica Dominicano (MOPC, 2011).

En la Tabla 3.2 se muestran las aproximaciones del periodo estructural en ambas direcciones dada por el reglamento y los valores de cortante basal según el análisis propuesto por el R-001 (MOPC, 2011). Para la determinación del cortante basal primero se calculó el coeficiente de cortante basal ( $C_b$ ), como se muestra en la ecuación 3.2, este coeficiente se multiplica por el peso total de la estructura y se obtiene el valor del cortante basal.

$$C_b = \frac{U * S_a}{R_d} \geq 0.03 \quad 3.2$$

Donde:

$U=$  Coeficiente que depende de la función o uso de la estructura.

$S_a=$  Aceleraciones espectrales de diseño.

$R_d=$  Coeficiente de reducción por capacidad de disipación de energía.

Los periodos resultantes del análisis modal (0.195s en X y 0.250 en Y) y de la aproximación expuesta por el R-001 (MOPC, 2011) (0.196s en X y 0.2783s en Y) son bastantes similares; se propone continuar con los periodos definidos a partir del reglamento ya que, algunas de las variables utilizadas para su determinación coinciden con las que se utilizarán para el cálculo del cortante basal.

**Tabla 3.2.** Periodo estructural y cortante basal según el Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011).

| Periodo estructural  |                           |                           |
|----------------------|---------------------------|---------------------------|
| <b>T<sub>x</sub></b> | 0.1960                    | s                         |
| <b>T<sub>y</sub></b> | 0.2783                    | s                         |
| Cortante en la base  |                           |                           |
| <b>PR (años)</b>     | <b>V<sub>x</sub> (kN)</b> | <b>V<sub>y</sub> (kN)</b> |
| <b>475</b>           | 1360.000                  | 1360.000                  |
| <b>2750</b>          | 1964.450                  | 1964.450                  |

### 3.2.1. REPRESENTACIÓN SA-SD.

Luego de definir el espectro de respuesta elástico en aceleraciones en función del periodo, se puede aprovechar el hecho de que los espectros de respuesta que corresponden a amortiguamientos pequeños, en este caso 5% del amortiguamiento crítico, se aproximan mediante los pseudo-espectros. Para realizar la transformación del espectro elástico del formato  $S_a$ -T al formato  $S_a$ - $S_d$  se utiliza una relación que solo es válida para los pseudo-espectros y se define en la ecuación 3.3.

$$S_{d_i} = \frac{T_i * S_{a_i}}{4\pi^2} \quad 3.3$$

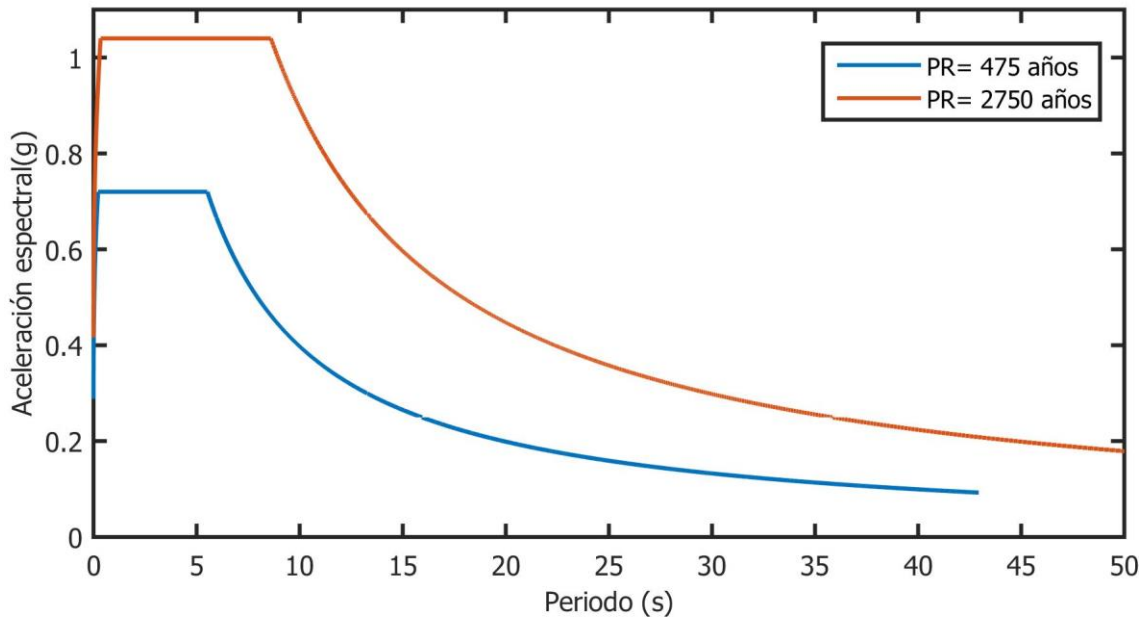
Donde:

$S_d=$  Desplazamiento espectral.

$S_a=$  Aceleración espectral.

$T=$  Periodo de la estructura.

En la Ilustración 3.3 se muestran las representaciones de los espectros de respuesta en aceleraciones con un 5% de amortiguamiento crítico en formato Sa-Sd; estas representaciones se utilizan para compararlo con el espectro de capacidad y obtener así el desplazamiento esperado en la estructura.



**Ilustración 3.3.** Espectros de respuesta en aceleraciones con un 5% de amortiguamiento crítico en formato Sa-Sd.

### 3.3. RESPUESTA TEMPORAL EN ACELERACIÓN: EL CASO DEL SISMO DE NORTHRIDGE.

En el análisis dinámico con historia temporal, las estructuras se ven excitadas por aceleraciones que varían a lo largo del tiempo. Para definir la acción sísmica se emplean acelerogramas que pueden provenir de sismos reales o ser registros artificiales o híbridos. En este caso se tomará un acelerograma de un sismo real representativo ocurrido fuera de la zona de estudio, este sismo presenta niveles de aceleración pico iguales o superiores a los establecidos en el Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011) para el tipo de estructura a analizar.

Se seleccionó el acelerograma correspondiente al sismo de *Northridge*, el cual ocurrió el 17 de enero del 1994 en la ciudad de Los Ángeles, California, con una magnitud ( $M_w$ ) de 6.7, a una profundidad de 8.8 kilómetros. La zona donde se ubicó la estación acelerográfica presenta un suelo de tipo rígido. Las coordenadas epicentrales corresponden a latitud  $32.733^\circ\text{N}$  y longitud  $115.5^\circ\text{W}$ . Los datos del acelerograma

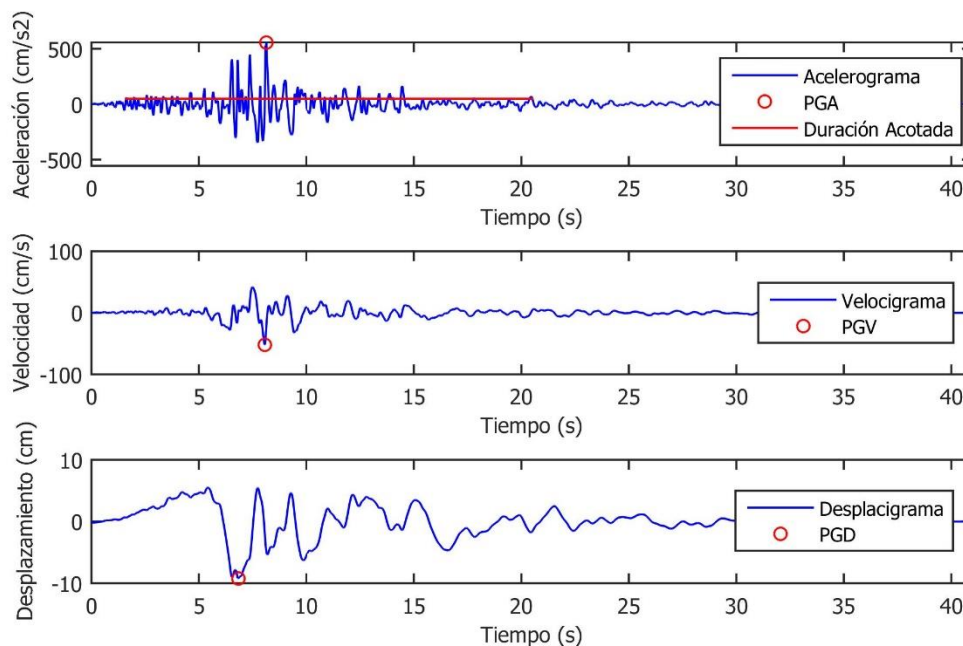
utilizado para el análisis dinámico incremental fueron obtenidos de la base de datos del programa *SeismoStruct*, por lo que la señal ya ha tenido un tratamiento previo.

Este acelerograma fue registrado en la estación *090 CDMG STATION 24278*. La frecuencia de muestreo del acelerograma es de 100 muestras por segundo y el tiempo total de registro son 39.88 segundos. El registro/componente utilizado es NORTH/090.

El terremoto de *Northridge* es considerado como uno de los principales referentes para el análisis de estructuras en la costa oeste de los Estados Unidos de Norteamérica, debido al gran impacto social y económico que tuvo. Un total de 57 muertes y daños ocasionados con un costo aproximado de 20 billones de dólares (miles de millones) fueron algunas de las consecuencias que dejó este sismo.

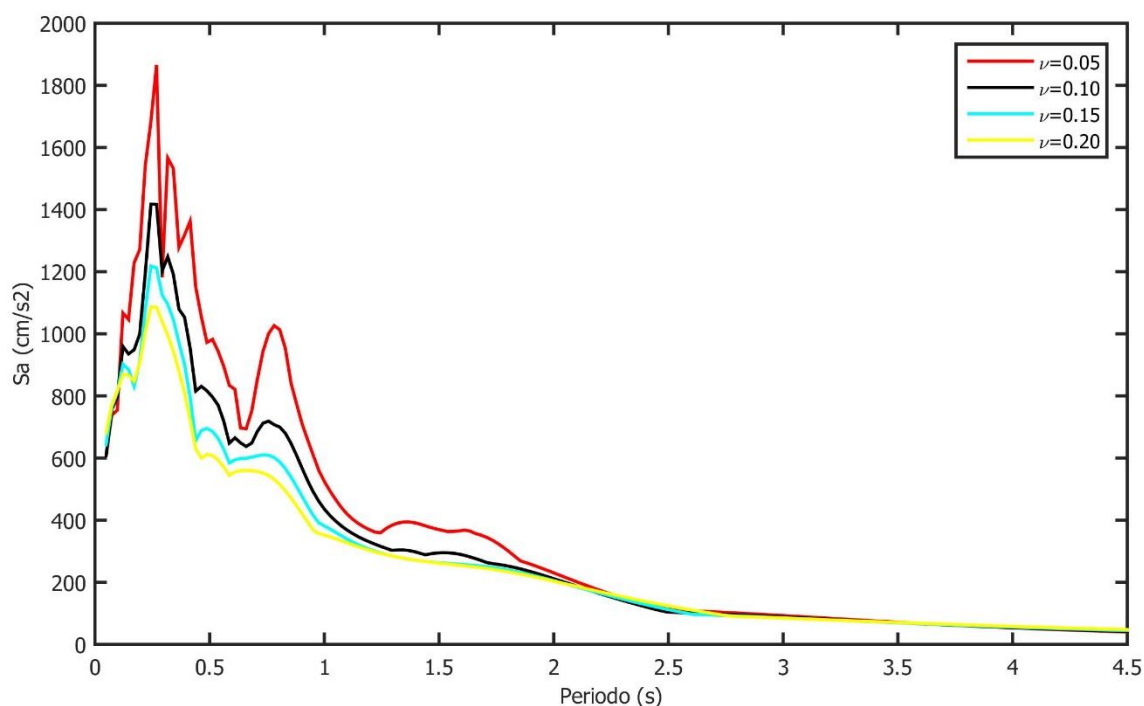
Dicho acelerograma se introducirá en el programa de elementos finitos *SeismoStruct* para la realización del análisis dinámico incremental, en el proceso del análisis el acelerograma se verá escalado en función de los factores de escala que se utilizarán para el análisis.

En la Ilustración 3.4 se puede apreciar el acelerograma, velocigrama y desplazigrama del sismo, en ellos se puede leer un  $PGA=556.93 \text{ cm/s}^2$ ,  $PGV=51.77 \text{ cm/s}$  y  $PGD=9.2 \text{ cm}$ . En el acelerograma se presenta la duración acotada referida al 0.05 g que resulta de 18.89 segundos.



**Ilustración 3.4.** Acelerograma, velocigrama y desplazigrama del sismo de *Northridge* 1994.

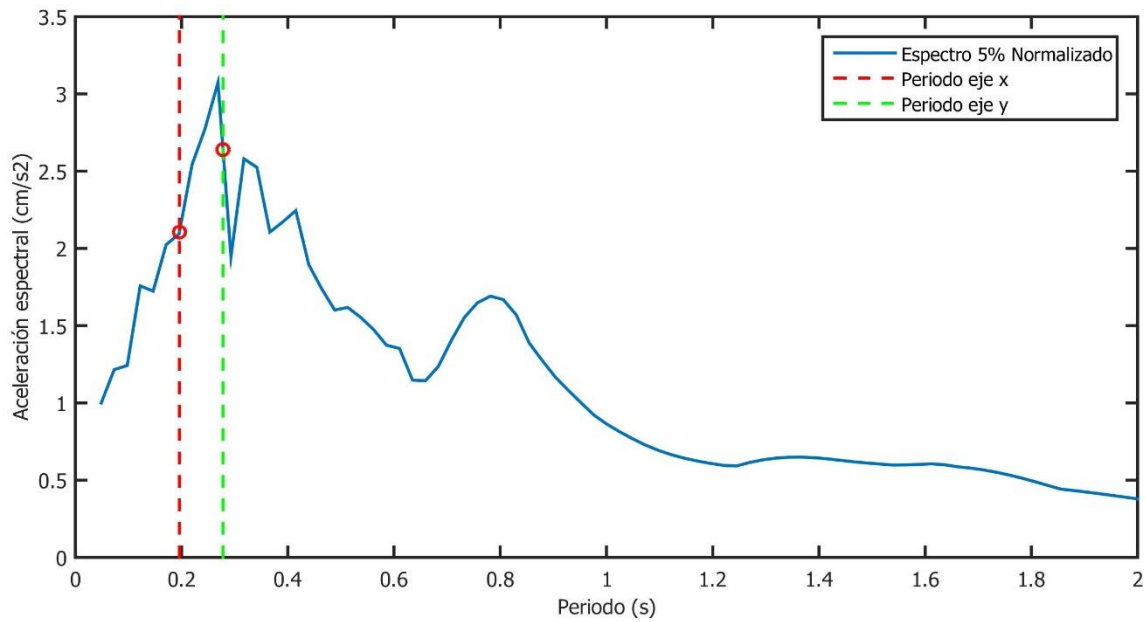
En la Ilustración 3.5 se observan los espectros de respuesta en aceleraciones para amortiguamientos desde el 5% hasta el 20%. Se aprecia que la máxima amplificación en la respuesta se da para periodos cercanos a los 0.25 segundos, por lo que se verán más afectadas las estructuras rígidas o con un rango de altura baja. Más abajo se compara este espectro con el de norma.



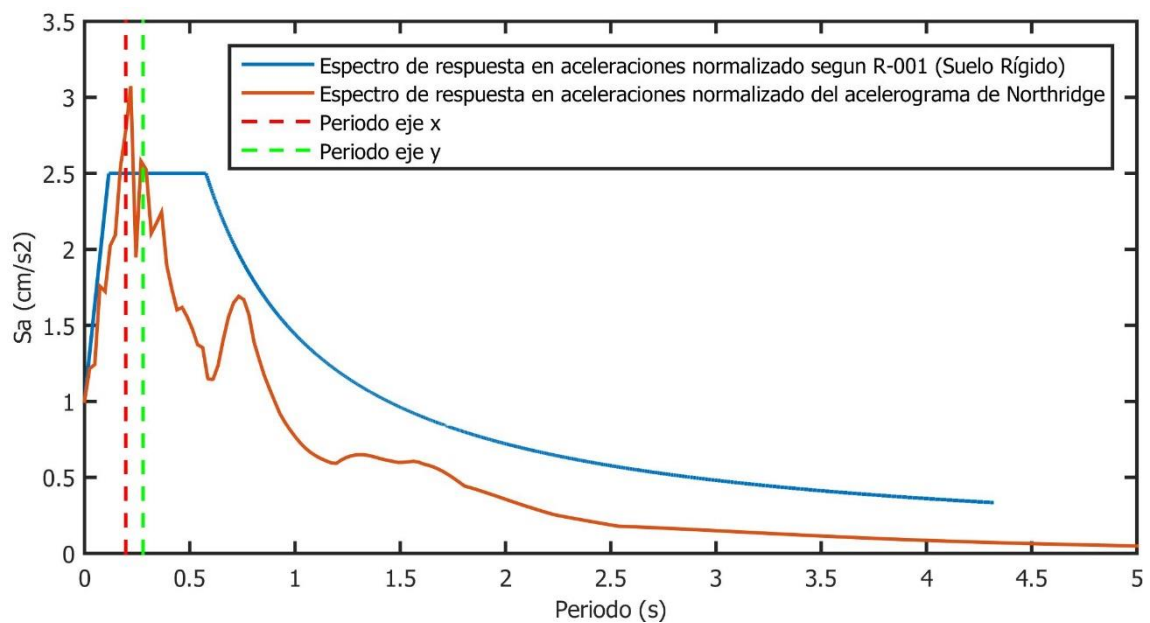
**Ilustración 3.5.** Espectros de respuesta de aceleración en función del periodo para diferentes amortiguamientos.

La Ilustración 3.6 muestra el espectro de respuesta en aceleraciones con un 5% de amortiguamiento crítico que resulta del análisis del acelerograma de *Northridge*, con los periodos de la estructura en ambas direcciones de análisis.

En la Ilustración 3.7 se muestran los dos espectros normalizados a partir de ambas acciones sísmicas. Se observa que ambos espectros poseen un comportamiento similar, pero en su gran mayoría el espectro de respuesta en aceleraciones propuesto por el Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011) se mantiene por encima del de *Northridge*, antes y después del tramo de aceleración constante. Esto puede producir diferencias a la hora de comparar los resultados obtenidos por el análisis de capacidad espectral y el análisis dinámico incremental.



**Ilustración 3.6.** Espectro de respuesta de aceleración para un 5% de amortiguamiento crítico con los respectivos periodos de vibración de la estructura en ambas direcciones de análisis.



**Ilustración 3.7.** Comparación de los espectros de respuesta en aceleraciones normalizados, basado en ambas acciones sísmicas con los respectivos periodos de vibración de la estructura en ambas direcciones de análisis.





## CAPITULO 4. ANÁLISIS DE CAPACIDAD ESPECTRAL

### 4.1. INTRODUCCIÓN

En este apartado se utiliza el método basado en el espectro de capacidad para determinar la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de la estructura estudiada. La demanda a la que se verá sometida la estructura en este apartado corresponde a los espectros de respuesta elástico para un 5% del amortiguamiento crítico definidos en la sección 3.2 (Ilustración 3.2) y la respuesta estructural corresponde a un espectro de capacidad, que relaciona la aceleración espectral con el desplazamiento espectral de la estructura, obtenido a partir de un análisis estático no lineal (*Pushover*).

Con la demanda sísmica y la respuesta de la estructura se determina el punto de desempeño, el cual se encuentra en el punto donde ambos espectros poseen el mismo valor de amortiguamiento equivalente, y este corresponde a la respuesta de la estructura, en términos de desplazamiento espectral, cuando es sometida a la acción sísmica, algunos autores lo llaman la respuesta pico del edificio (Vargas et al. 2011).

Para realizar una evaluación del daño esperado para el nivel de demanda establecido, se utilizan curvas de fragilidad. Las curvas de fragilidad se determinan de acuerdo a la metodología propuesta en el proyecto Risk-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003), en el cual se definieron 4 niveles de daño no-nulo y se relacionó el umbral de cada nivel con el desplazamiento en el espectro de capacidad.

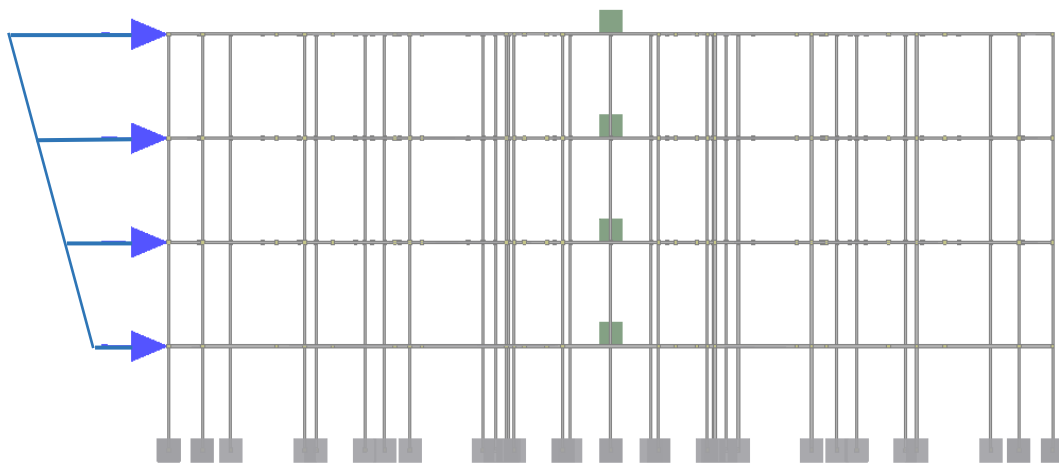
Con las curvas de fragilidad y el punto de desempeño se realiza la determinación de las matrices de probabilidad de daño, para cada periodo de retorno, a partir de las cuales pueden inferirse otros tipos de daño esperados, en términos tanto económicos como de vidas humanas. Estos resultados son de ayuda para la realización de planes de prevención y emergencias.

### 4.2. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y CURVA DE CAPACIDAD

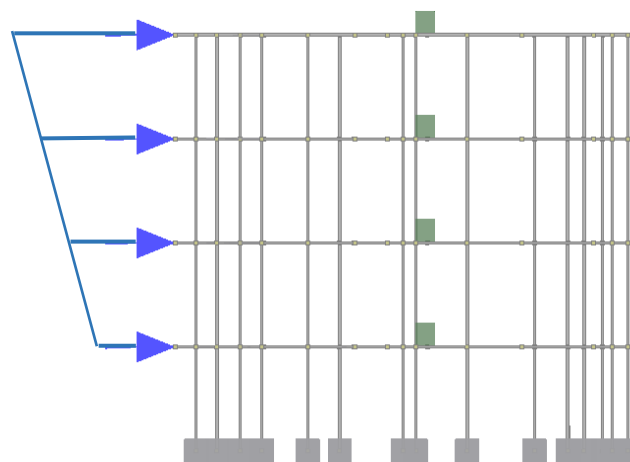
El análisis estático no lineal de carga incremental, conocido como *pushover*, evalúa el comportamiento de la estructura cuantificando el desplazamiento en el techo y el cortante en la base, cuando ésta se ve sometida a un patrón de fuerzas horizontales que

varía con la altura. El valor de la fuerza horizontal se va incrementando hasta que se sobre pase algún criterio de respuesta fijado con anterioridad, en el que se considera que la estructura llega a su punto de colapso. Este método permite calcular el cortante que se produce en la base de la estructura al aplicar el patrón de carga seleccionado, relacionando el valor del cortante en la base con el desplazamiento en el techo de la estructura se obtiene lo que se conoce como curva de capacidad.

En este caso se realiza el análisis con una distribución triangular de las fuerzas que aumenta con respecto a la altura, tanto en el eje X como en el eje Y como se muestra en la Ilustración 4.1 e Ilustración 4.2 respectivamente.



**Ilustración 4.1.** Distribución de las fuerzas horizontales en el eje X modelado en *SeismoStruct*.

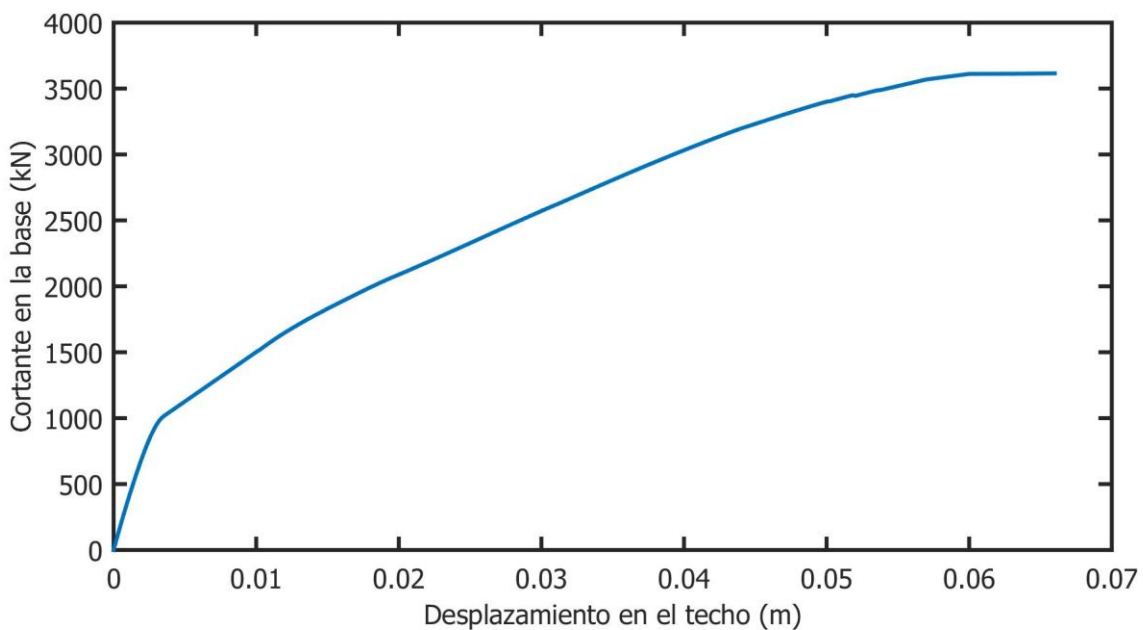


**Ilustración 4.2.** Distribución de las fuerzas horizontales en el eje Y modelado en *SeismoStruct*.

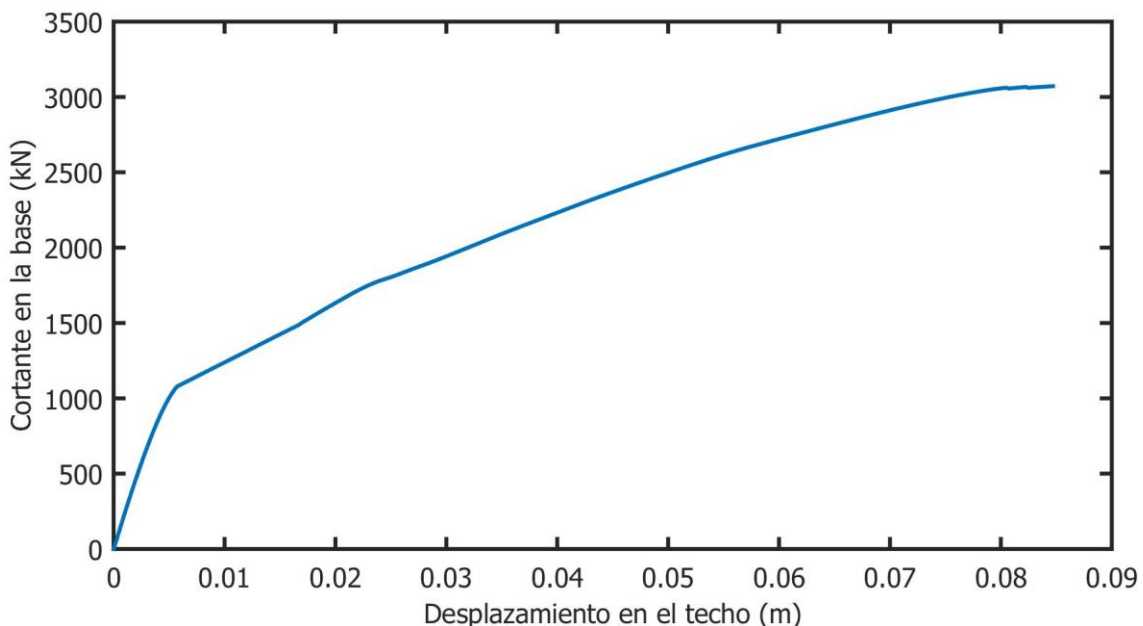
En el esquema de carga empleado no se controla el vector de carga, sino la respuesta de un nodo de la estructura; en este caso, se tomó el centro de masa de la última planta. Posteriormente se definió un límite de desplazamiento de 15 cm, el cual no se alcanzó debido a que el programa presentó una inestabilidad numérica cerca de los 7 cm en el

eje X y 9 cm en el eje Y. Esta inestabilidad numérica indica que la estructura no está en equilibrio y que ha llegado a su punto de colapso.

En las Ilustración 4.3 y Ilustración 4.4 se observan las curvas de capacidad obtenidas para el eje X y para el eje Y respectivamente. Se puede observar que en el eje X la estructura soporta un mayor cortante (3615 kN) y que en el eje Y la estructura llega a un desplazamiento en el techo mayor antes de colapsar (0.0847 m).



**Ilustración 4.3.** Curva de capacidad de la estructura en el eje X.



**Ilustración 4.4.** Curva de capacidad de la estructura en el eje Y.

### 4.3. ESPECTRO DE CAPACIDAD

Con el fin de comparar la demanda con la respuesta estructural, la curva de capacidad debe ser transformada al formato Sa-Sd, formato en el que ya se definió el espectro de respuesta en aceleraciones Ilustración 3.3. Esta transformación se realiza mediante un cambio, punto a punto, de variable, donde el cortante en la base se transforma en aceleración espectral (Sa) y el desplazamiento en el techo en desplazamiento espectral (Sd).

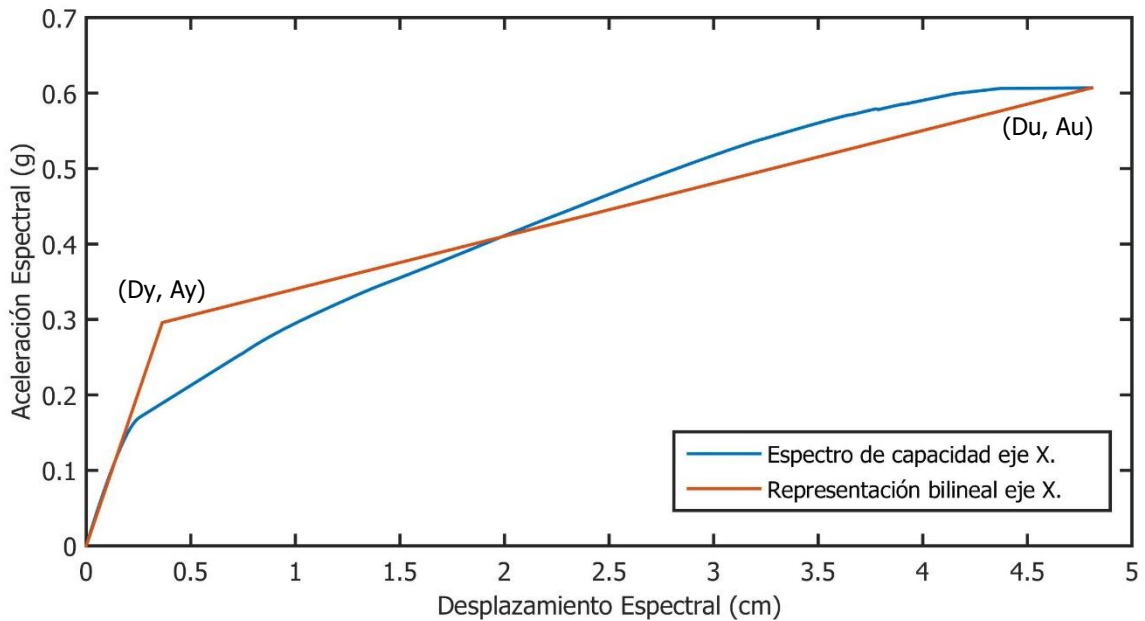
Para la correcta realización de esta transformación es necesario conocer las propiedades dinámicas de la estructura, ya que en la ecuación de transformación (ecuación 4.1) se utiliza la masa total de la estructura (W), el coeficiente de masa modal para el primer modo natural de la estructura ( $\alpha_1$ ), el cortante en la base (V), el factor de participación modal ( $PF_1$ ), el desplazamiento en el último piso ( $\Delta_{Techo}$ ) y el desplazamiento modal en el último piso de la estructura ( $\phi_{1,techo}$ ).

$$Sa = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad 4.1$$
$$Sd = \frac{\Delta_{Techo}}{PF_1 * \phi_{1,techo}}$$

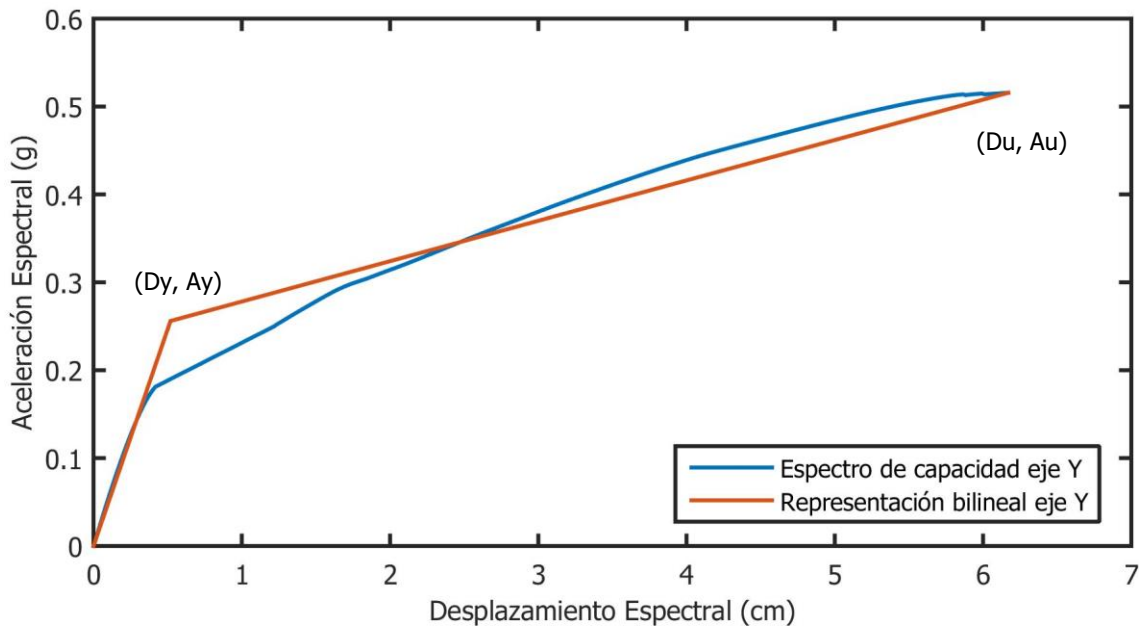
A partir del espectro de capacidad se puede construir un espectro bilineal, lo que es de ayuda para definir los estados de daño. Para la construcción del espectro bilineal de capacidad sigue la hipótesis planteada en el ATC-40 (1996):

- El área bajo la curva bilineal debe ser igual al área de la curva original, con el fin de tener la misma energía asociada a cada curva.
- Las coordenadas del punto de máximo desplazamiento deben coincidir en las 2 curvas, representa el mismo punto de colapso.
- La pendiente del tramo inicial debe ser igual en las 2 curvas (Aunque en determinados casos esta condición puede variar).

En la Ilustración 4.5 y en la Ilustración 4.6 se pueden observar los espectros de capacidad, en ambos ejes, y su representación bilineal. El punto marcado como (Dy, Ay) muestra el punto que corresponde a la fluencia de la estructura y el punto (Du, Au) muestra el colapso de la estructura. En la Tabla 4.1 se presentan los valores que corresponden a cada punto en ambos ejes en términos de aceleración espectral y desplazamiento espectral.



**Ilustración 4.5.** Espectro de capacidad en el eje X y representación bilineal.



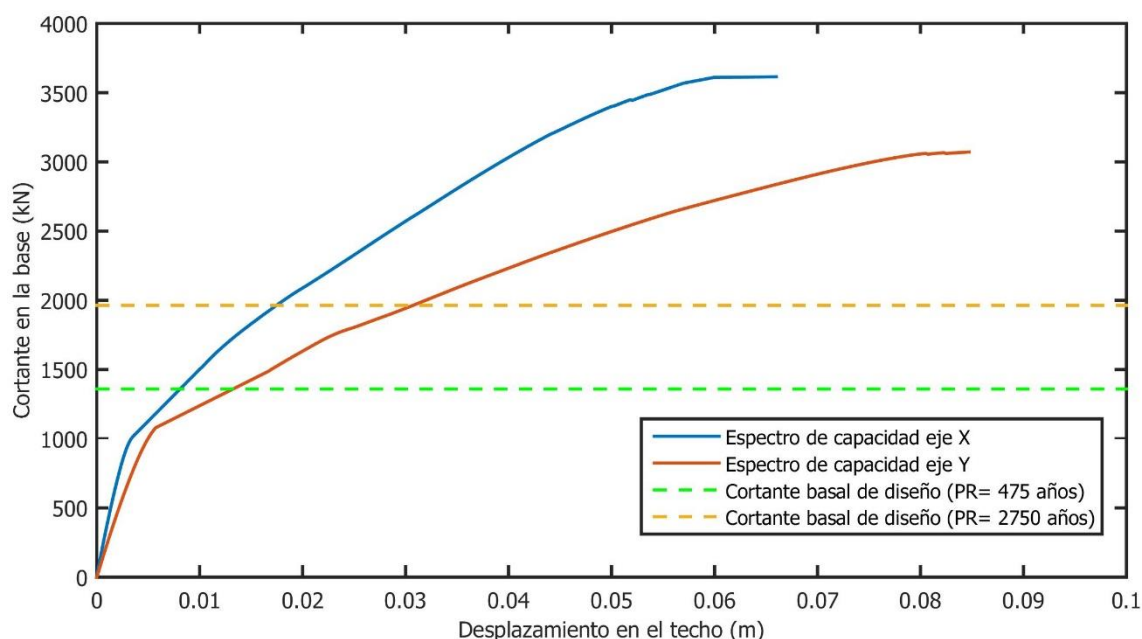
**Ilustración 4.6.** Espectro de capacidad en el eje Y y representación bilineal

Las coordenadas en el espectro bilineal del punto de fluencia hacen referencia al momento (fuerza y desplazamiento) donde la estructura ha iniciado con la respuesta no lineal. El punto de capacidad última define la fuerza máxima alcanzada por la estructura antes de llegar a un estado completamente plástico. Entre ambos puntos la curva realiza una transición en la pendiente de un estado elástico a un estado totalmente plástico.

**Tabla 4.1.** Parámetros que definen el espectro de capacidad bilineal.

| Eje      | Punto de fluencia. |        | Capacidad última. |        |
|----------|--------------------|--------|-------------------|--------|
|          | Dy (cm)            | Ay (g) | Du (cm)           | Au (g) |
| <b>X</b> | 0.364              | 0.296  | 4.808             | 0.607  |
| <b>Y</b> | 0.519              | 0.256  | 6.170             | 0.516  |

En la Ilustración 4.7 se muestran las curvas de capacidad en ambas direcciones y se puede ver cómo los valores de cortante basal de diseño están por debajo del cortante en la base máximo que soporta la estructura en ambas direcciones de análisis, lo cual muestra que la estructura cumple con lo expuesto en el artículo 70 del Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011) que expone que la fuerza máxima total aplicada a la estructura en un análisis *Pushover* debe de ser igual o mayor al cortante basal de diseño.



**Ilustración 4.7.** Curvas de capacidad en ambas direcciones de análisis y el valor de cortante basal de diseño.

#### 4.4. ESTADOS DE DAÑO

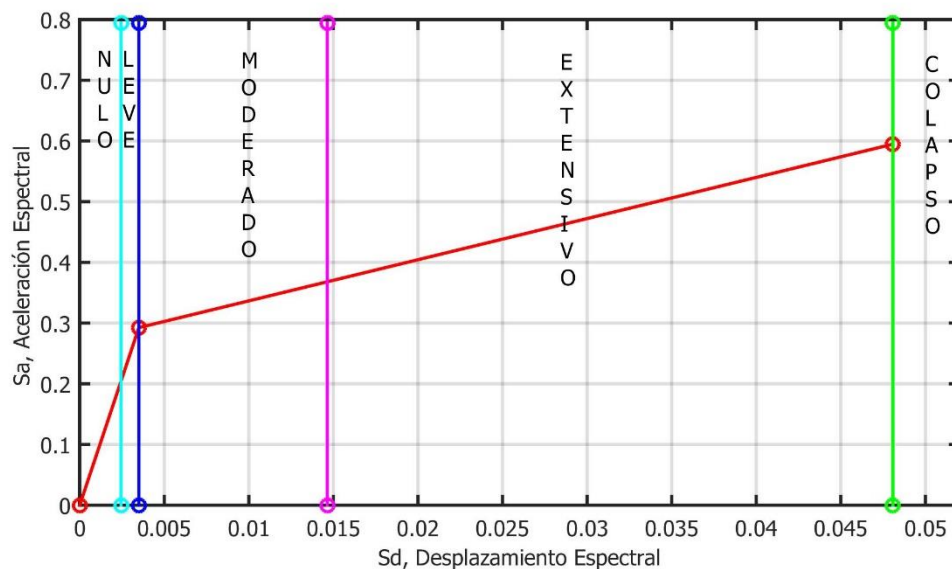
Existen diferentes maneras para determinar el daño esperado en una estructura cuando se ve expuesto a un evento sísmico. El daño dependerá de la fragilidad y la capacidad de dicha estructura, en esta tesina se utilizará un método simplificado que parte de la forma bilineal de la curva de capacidad y estos estados de daños serán utilizados para construir las curvas de fragilidad.

Se consideran cuatro estados discretos de daño no nulo. Estos cuatro estados de daños son: leve, moderado, extensivo y colapso. En el caso de estructuras de hormigón armado, el estado de daño (ds) leve se describe como el inicio de fisuras por momento o por cortante en las vigas y columnas; en el ds completo se considera que hay un amenazador riesgo de colapso.

A partir de los valores de  $D_y$  y  $D_u$  se calculan los desplazamientos que corresponden a cada uno de los cuatro umbrales de daño (Tabla 4.2). En la Ilustración 4.8 se presenta una descripción grafica de los estados de daño. Estos estados de daño permiten describir el daño en la estructura para un desplazamiento espectral dado, que este caso será el punto de desempeño.

**Tabla 4.2.** Definición de los umbrales de los estados de daño.

| Estado de daño   | Definición                     | Valor eje X (cm) | Valor eje Y (cm) |
|------------------|--------------------------------|------------------|------------------|
| <b>Leve</b>      | $Sd_1 = 0.7 * D_y$             | 0.255            | 0.363            |
| <b>Moderado</b>  | $Sd_2 = D_y$                   | 0.364            | 0.519            |
| <b>Extensivo</b> | $Sd_3 = D_y + 0.25(D_u - D_y)$ | 1.475            | 1.932            |
| <b>Colapso</b>   | $Sd_4 = D_u$                   | 4.808            | 6.170            |



**Ilustración 4.8.** Descripción gráfica de los umbrales de daño.

## 4.5. PUNTO DE DESEMPEÑO

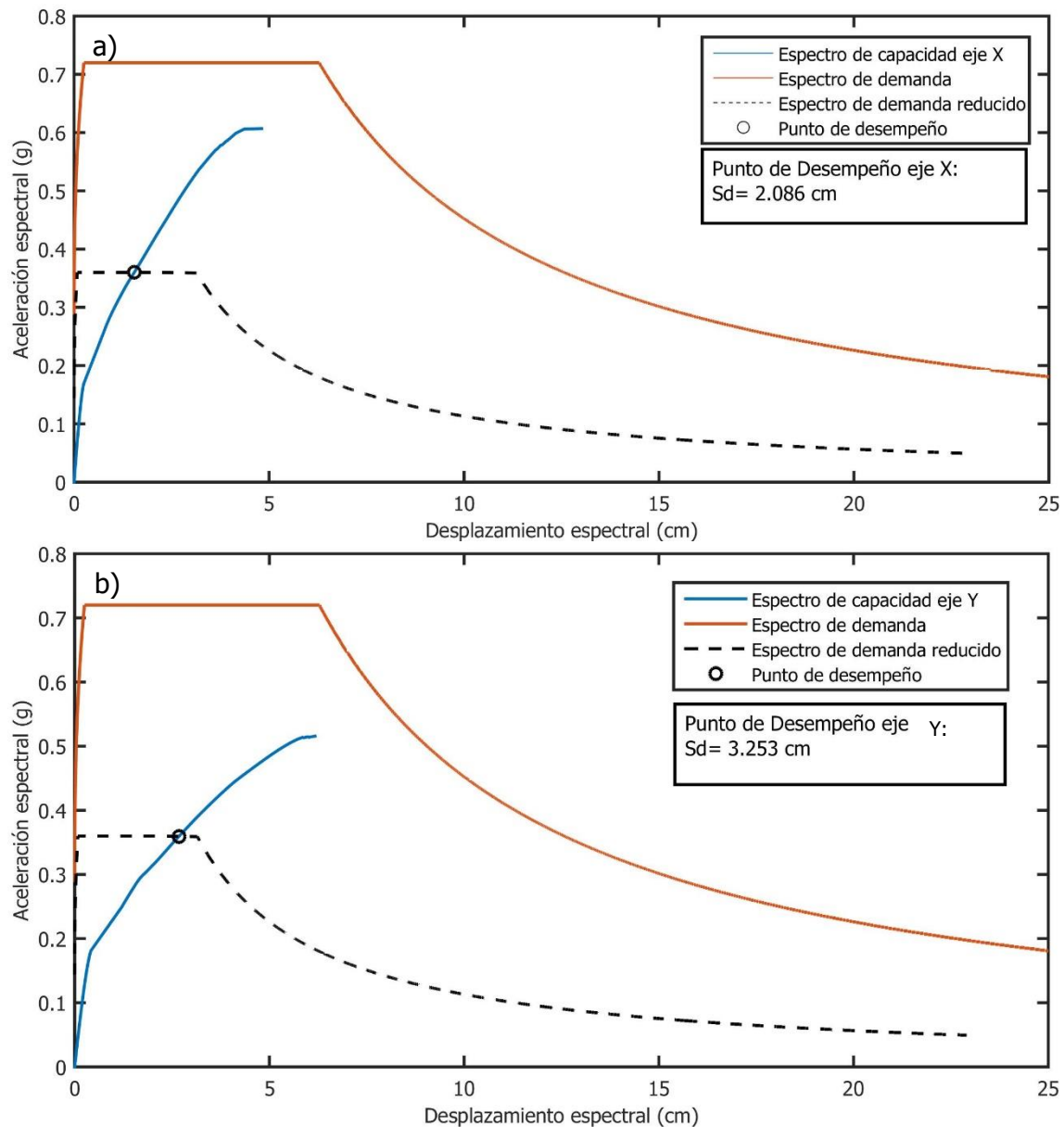
El ATC-40 (1996) presenta tres procedimientos para obtener el punto de desempeño de una estructura. En esta tesina se utilizará el procedimiento A, el cual es un método analítico iterativo, fácilmente programable. El método utilizado para estimar el punto de capacidad por demanda considera el amortiguamiento equivalente de la estructura para con ésta hacer una reducción del espectro de demanda. Los pasos a seguir para el desarrollo de este procedimiento son:

1. Desarrollar la respuesta espectral al 5% de amortiguación (elástico).
2. Transformar la curva de capacidad en un espectro de capacidad, graficar el espectro de capacidad y el espectro de demanda en el mismo gráfico.
3. Seleccionar un punto de desempeño de prueba (se recomienda el punto de la aproximación lineal equivalente).
4. Desarrollar la representación bilineal del espectro de capacidad tomando el punto de desempeño como el punto de capacidad última.
5. Calcular los factores de reducción espectral. Calcular el espectro de demanda reducido (Se debe comparar el factor de reducción espectral con el factor de amortiguamiento equivalente del espectro de capacidad para el punto de desempeño).
6. Determinar si el espectro de la demanda se cruza con el espectro de la capacidad en el punto encontrado en el paso 3, o si el desplazamiento en que se cruzan los espectros está dentro de una tolerancia aceptable.
7. Si el espectro de la demanda no se cruza con el espectro de capacidad dentro de la tolerancia aceptable, se selecciona un nuevo punto de desempeño y se repiten los pasos a partir del paso 4.
8. Si el espectro de la demanda se cruza con el espectro de capacidad dentro de la tolerancia aceptable, entonces el punto seleccionado como prueba se considera como el punto de desempeño, el cual representa el desplazamiento estructural máximo previsto frente a la demanda sísmica.

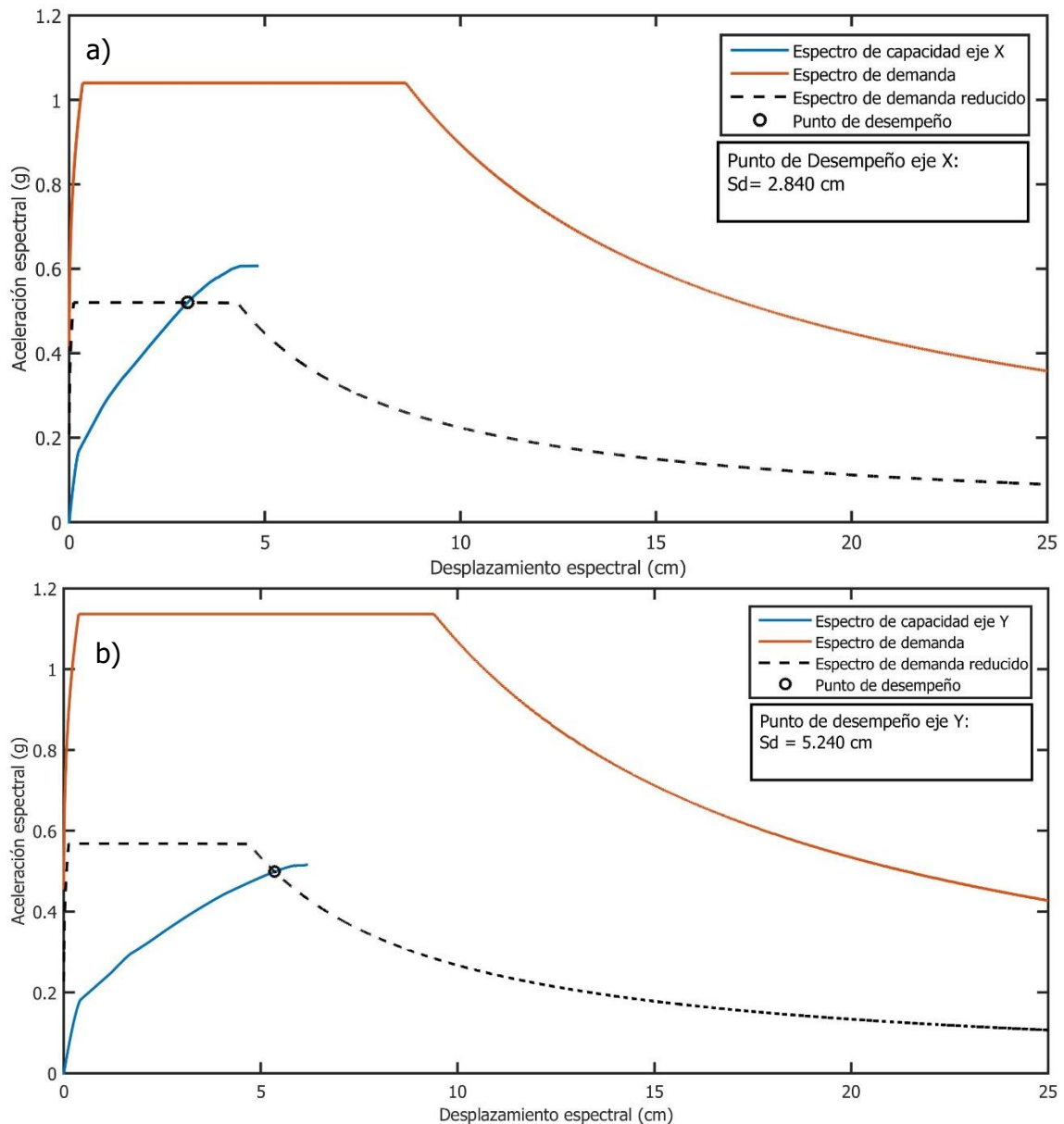
La Ilustración 4.9 y la Ilustración 4.10 muestran el punto de desempeño en ambas direcciones para ambos periodos de retorno. Para un sismo con  $PR=475$  años el desplazamiento espectral correspondiente al punto de desempeño en el eje X es de 2.086 cm y de 3.253 cm en el eje Y, y para un sismo con  $PR=2750$  años el desplazamiento espectral correspondiente al punto de desempeño en el eje X es de 2.840cm y de 5.240 cm en el eje Y.



La ductilidad de la estructura ( $\mu$ ) se define como la relación que existe entre el desplazamiento esperado en la estructura y el desplazamiento hasta el punto de fluencia de la estructura ( $D_y$ ). Conociendo el punto de desempeño de la estructura y el punto de fluencia, se puede calcular el valor de ductilidad de la estructura cuando es sometida al sismo de diseño, la cual resulta de  $\mu = 5.73$  en el eje X y de  $\mu = 6.27$  en el eje Y para un sismo con periodo de retorno de 475 años; y de  $\mu = 7.80$  en el eje X y de  $\mu = 10.1$  en el eje Y para un sismo con periodo de retorno de 2750 años.



**Ilustración 4.9.** Método A del ATC-40 para el cálculo del punto de desempeño en el eje X (a) y en el eje Y (b) para espectro de respuesta en aceleraciones con un 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años.



**Ilustración 4.10.** Método A del ATC-40 para el cálculo del punto de desempeño en el eje X (a) y en el eje Y (b) para espectro de respuesta en aceleraciones con un 2% de probabilidad de ser excedido en 50 años.

#### 4.6. CURVAS DE FRAGILIDAD

Las curvas de fragilidad consisten en un conjunto de curvas que definen la probabilidad de que se iguale o se exceda cierto estado de daño. Cada curva de fragilidad se caracteriza por el valor medio y la desviación estándar lognormal del parámetro de riesgo sísmico (Milutinovic & Trendafiloski, 2003).

En el artículo de Vargas et al. (2011) se presenta una hipótesis para la construcción de las curvas de fragilidad:

1. La posibilidad de que se iguale o exceda el estado de daño es del 50% en los desplazamientos espectrales de los umbrales de cada estado de daño  $ds_i$ .
2. Las curvas de fragilidad siguen una función de probabilidad lognormal acumulativa definida por la ecuación 4.2:

$$P[ds_i/sd] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{dsi}} \ln\left(\frac{sd}{ds_i}\right)\right] \quad 4.2$$

Donde:

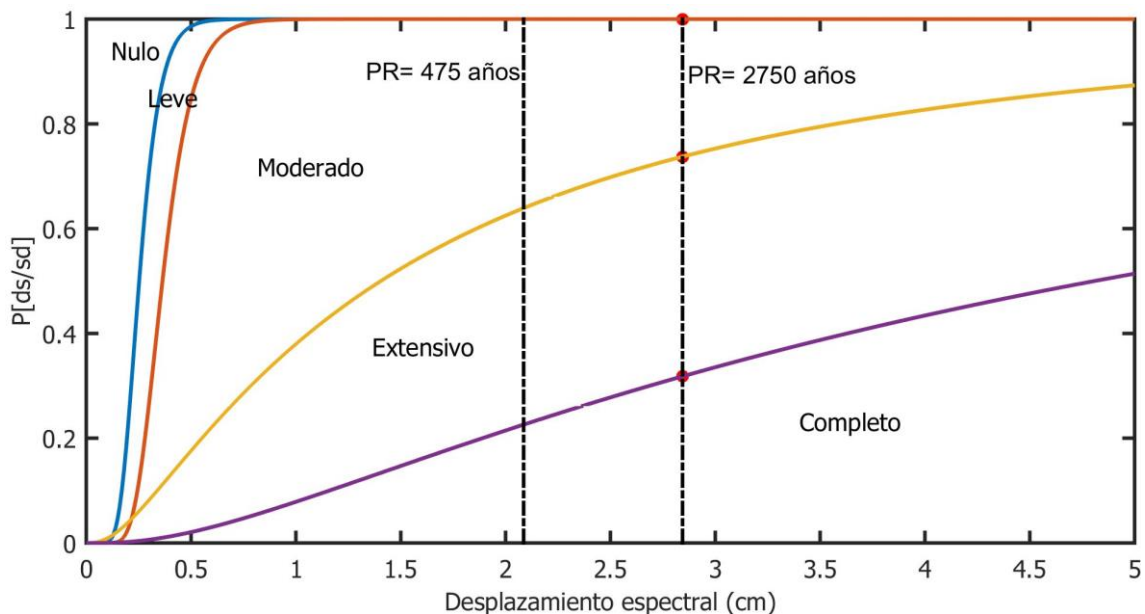
$\Phi[ ] =$  Función de distribución acumulativa

$sd =$  Desplazamiento espectral.

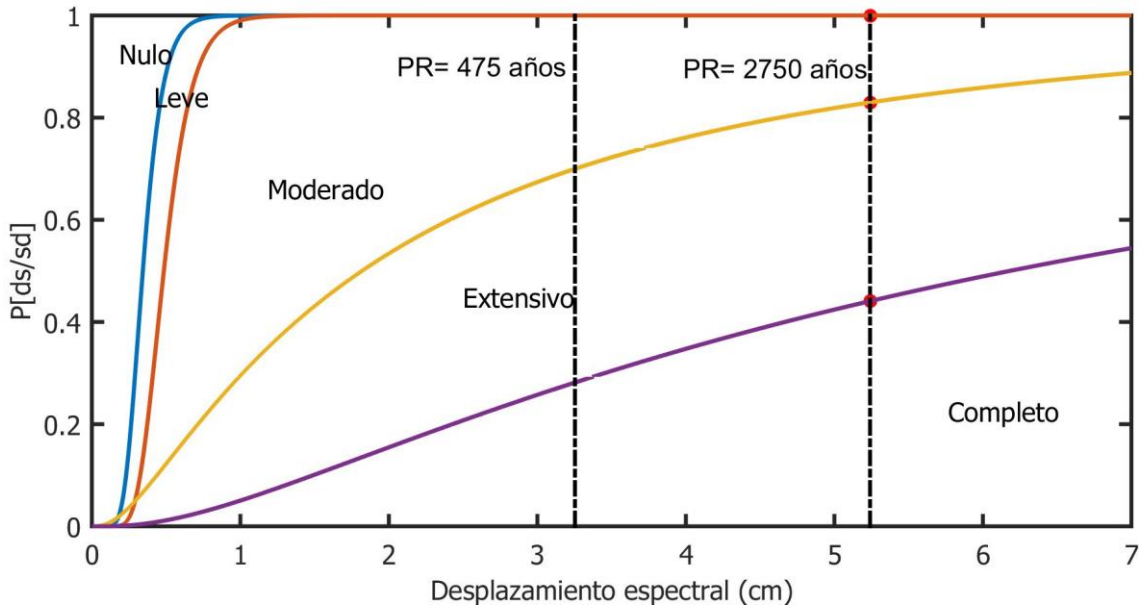
$\beta_{dsi} =$  Desviación estándar del logaritmo natural de la variable  $ds_i$ .

3. El daño sísmico esperado en los edificios sigue una distribución de probabilidad binomial.

La Ilustración 4.11 e Ilustración 4.12 muestran las curvas de capacidad definidas para el eje X y el eje Y respectivamente, en ambas ilustraciones se define también el punto de desempeño, para ambas periodos de retorno, para ilustrar las probabilidades de daño para ambos sismos esperados.



**Ilustración 4.11.** Curvas de fragilidad de la estructura en el eje X.



**Ilustración 4.12.** Curvas de fragilidad de la estructura en el eje Y.

Tomando en cuenta la hipótesis que expresa que en los desplazamientos espectrales de los umbrales de cada estado de daño  $ds_i$ , la probabilidad de que se iguale o exceda el estado de daño es del 50%, se hallan las probabilidades de los estados de daño de forma que, en los umbrales, la probabilidad del estado correspondiente sea del 50% y supuesta una distribución binomial o beta equivalente (Tabla 4.3).

**Tabla 4.3.** Matriz de distribución de probabilidades para los cuatro umbrales de daño.

|                                | <b>P(ds<sub>1</sub>)</b> | <b>P(ds<sub>2</sub>)</b> | <b>P(ds<sub>3</sub>)</b> | <b>P(ds<sub>4</sub>)</b> |
|--------------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| <b>P(ds<sub>1</sub>) = 0.5</b> | 0.500                    | 0.119                    | 0.012                    | 0.000                    |
| <b>P(ds<sub>2</sub>) = 0.5</b> | 0.896                    | 0.500                    | 0.135                    | 0.008                    |
| <b>P(ds<sub>3</sub>) = 0.5</b> | 0.992                    | 0.866                    | 0.500                    | 0.104                    |
| <b>P(ds<sub>4</sub>) = 0.5</b> | 1.000                    | 0.988                    | 0.981                    | 0.500                    |

#### 4.7. ÍNDICE DE DAÑO MEDIO

El índice de daño medio se obtiene a partir de las curvas de fragilidad. Es posible obtener las probabilidades de ocurrencia para cada curva de fragilidad, o estado de daño, para diferentes valores de desplazamiento espectral. Vargas et al (2011) definen el índice de daño medio como una medida del daño global de la estructura y como el estado de daño medio normalizado. La ecuación 4.3 muestra cómo se calcula el índice de daño (Vargas et al. 2011).

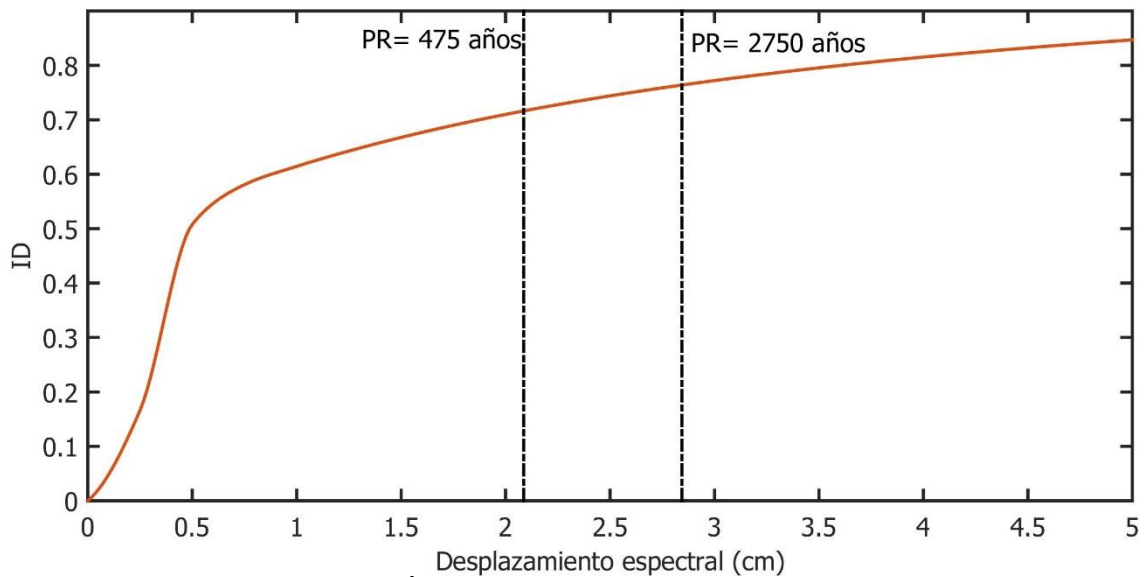
$$ID = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^n iP(ds_i) \quad 4.3$$

Donde:

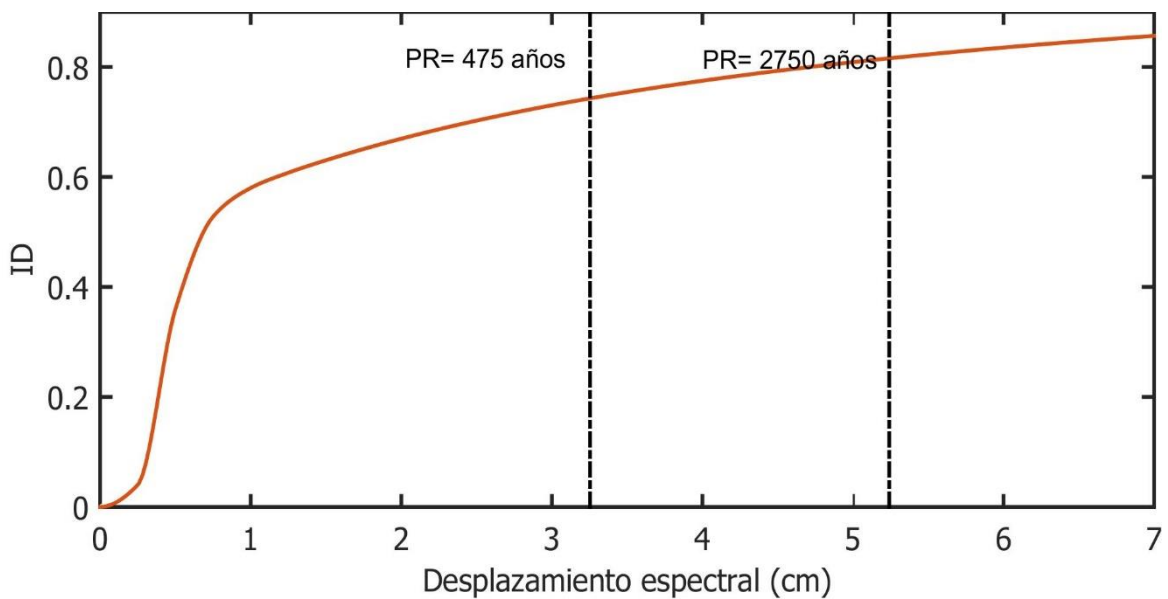
$n$ = Número de estados de daño.

$P(ds_i)$ = Probabilidad de que ocurra el estado de daño  $ds_i$ .

En la Ilustración 4.13 y la Ilustración 4.14 se pueden observar las curvas de daño medio calculadas a partir de las curvas de fragilidad para el eje X y el eje Y y se muestran como rectas verticales los desplazamientos para el punto de desempeño. Estas curvas pueden ser interpretadas como curvas de vulnerabilidad de la estructura en ambos ejes.



**Ilustración 4.13.** Índice de daño de la estructura en el eje X.

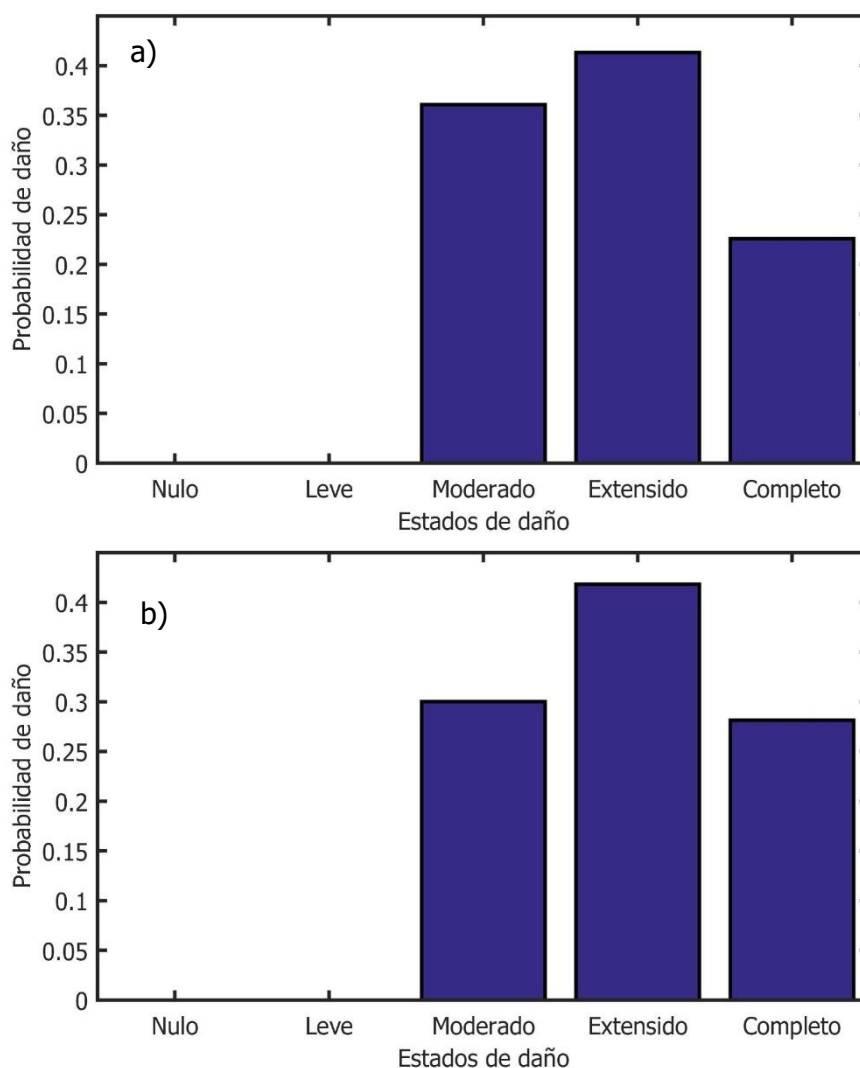


**Ilustración 4.14.** Índice de daño de la estructura en el eje Y.

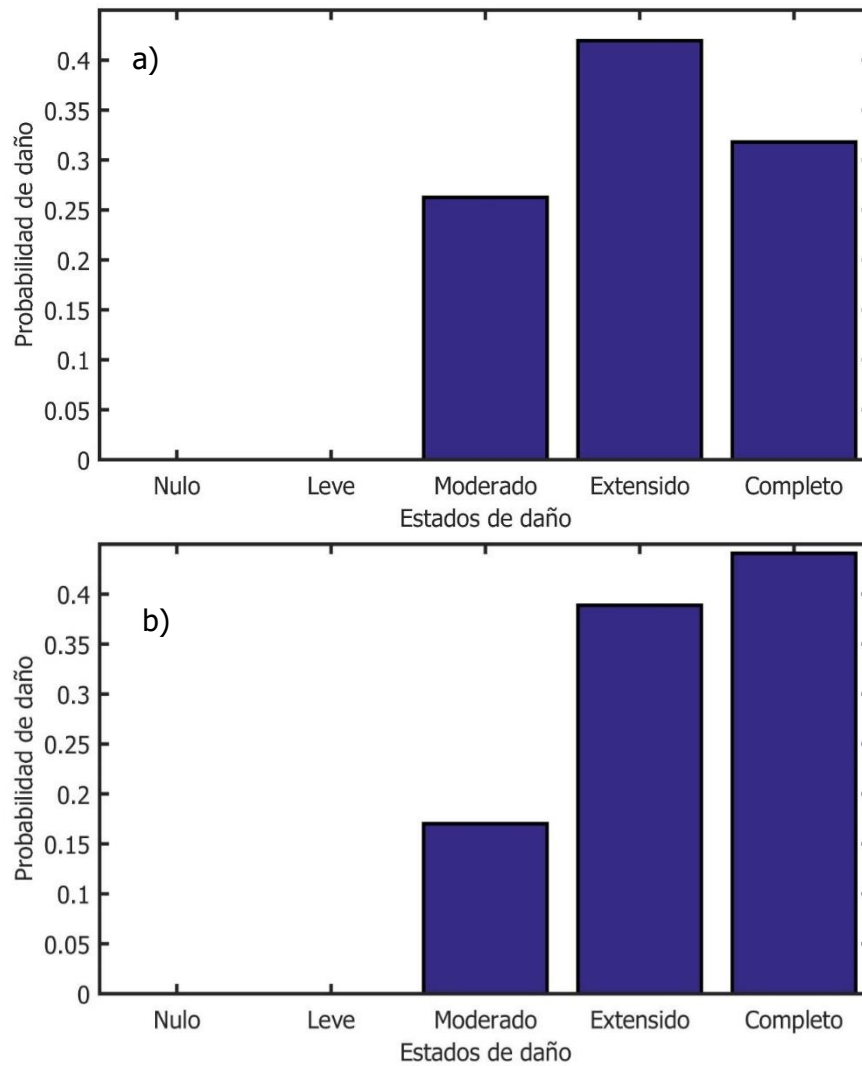
## 4.8. MATRIZ DE PROBABILIDAD DE DAÑO

Las matrices de probabilidad de daño muestran la probabilidad de que se iguale un estado de daño. Se calculan con la intersección del desplazamiento espectral correspondiente con el punto de desempeño y las curvas de fragilidad. Las matrices de probabilidad de daño se obtienen a partir de la intersección del desplazamiento del punto de demanda por capacidad con las curvas de fragilidad y representan la probabilidad de excedencia de un estado generalizado de daños.

En la Tabla 4.4 se muestran los resultados obtenidos de la distribución de probabilidad de daños en ambas direcciones y sus respectivos índices de daño medio ( $d^*$ ), y en la Ilustración 4.15 y la Ilustración 4.16 se muestran de manera gráfica las matrices de probabilidad de daño para el eje X y el eje Y para ambos periodos de retorno.



**Ilustración 4.15.** Distribución de probabilidad de daño del edificio en el eje X (a) y en el eje Y (b) para un sismo con un periodo de retorno de 475 años.



**Ilustración 4.16.** Distribución de probabilidad de daño del edificio en el eje X (a) y en el eje Y (b) para un sismo con un periodo de retorno de 2750 años.

**Tabla 4.4.** Matrices de probabilidad de daño del edificio en ambas direcciones para ambos periodos de retorno.

| PR (años) | Eje | PD (cm) | P(0) | P(1) | P(2) | P(3) | P(4) | d*   |
|-----------|-----|---------|------|------|------|------|------|------|
| 475       | X   | 2.086   | 0.00 | 0.00 | 0.36 | 0.41 | 0.23 | 2.87 |
| 475       | Y   | 3.253   | 0.00 | 0.00 | 0.30 | 0.42 | 0.28 | 2.98 |
| 2750      | X   | 2.840   | 0.00 | 0.00 | 0.26 | 0.42 | 0.32 | 3.06 |
| 2750      | Y   | 5.240   | 0.00 | 0.00 | 0.17 | 0.49 | 0.44 | 3.57 |

## 4.9. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

En este capítulo se ha desarrollado el método de capacidad espectral para evaluar la vulnerabilidad sísmica de una estructura de muros de hormigón armado ubicada en Santiago de los Caballeros, República Dominicana, aplicando la metodología propuesta en Risk-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003) y ATC-40 (1996). La capacidad de la estructura se ha obtenido a partir de un análisis *Pushover* realizado con el programa *SeismoStruct* y la demanda sísmica se definió con los espectro de respuesta de aceleración obtenido del Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011) para periodos de retorno de 475 y 2750 años.

El punto de desempeño o punto de capacidad por demanda se obtuvo a partir del método A descrito en el ATC-40 (1996). Con el punto de desempeño se puede conocer el desplazamiento máximo esperado en el techo de la estructura y una estimación del cortante al que se verá sometido en la base de la estructura. La vulnerabilidad de la estructura se ha determinado a partir de los estados de daños definidos respecto al espectro de capacidad en su forma simplificada bilineal. Con el desplazamiento definido para el umbral de cada estado de daño se han generados las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño. Estas matrices son el resultado de la relación del desplazamiento esperado (punto de desempeño) y las curvas de fragilidad, de esta forma se puede conocer el índice de daño medio que sufrirá la estructura bajo el sismo definido por la norma sísmica.

Las curvas de capacidad (Ilustración 4.7) muestran el valor máximo de cortante en la base que la estructura soporta en ambas direcciones (3615kN y 3071 kN), estos valores se encuentran muy por encima del valor obtenido según el reglamento (MOPC, 2011) para un sismo severo (1360 kN) y para un sismo extremo (1964 kN). Por lo que, La estructura cumple con lo especificado en el artículo 70 del reglamento sísmico dominicano, donde se expone que tras realizar un análisis Pushover la capacidad a cortante deberá ser igual o mayor al cortante basal de diseño.

En las curvas de capacidad también se puede observar que la estructura posee una fase muy frágil en su inicio, esto se puede deber a la gran rigidez que poseen los muros centrales de la estructura en ambas direcciones. En la dirección X la estructura posee un muro de 6.30 metros de longitud y en la dirección Y dos muros de 3.95 metros de longitud.



Para el sismo severo la estructura tendrá un desplazamiento espectral de 2.086 cm en el eje X y de 3.253 cm en el eje Y. Para el sismo extremo se producirán desplazamientos espectrales de 2.804 cm en el eje X y de 5.240 cm en el eje Y, estos desplazamientos se encuentran muy próximos a los desplazamientos últimos de la estructura, lo que lleva a pensar que el comportamiento de la estructura es poco seguro frente a un sismo de esta magnitud. Esto se puede ver también en los altos valores de la probabilidad de excedencia obtenidos para los estados de daño extensivo y de colapso.

Los altos valores de ductilidad obtenidos para ambas demandas sísmicas se pueden deber a la gran fragilidad que poseen los muros con mayor rigidez relativa en cada dirección y a la estabilidad en los ciclos de histéresis seleccionados al definir el material; por lo que fluye a bajos niveles de deformación, pero soporta grandes desplazamientos inelásticos. Estos valores de ductilidad junto a la gran rigidez lateral que presenta la estructura se ven reflejados a la hora de aplicar la distribución de probabilidades lognormal para el ajuste de las curvas de fragilidad. Como los estados de daño leve y moderado aparecen en desplazamientos espectrales muy pequeños y muy juntos entre sí, las matrices de probabilidad de daño muestren valores de muy baja probabilidad en estos estados de daño para la evaluación en el punto de desempeño.

Aunque la estructura cumple con el valor de cortante de diseños especificados en el Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011) los altos valores de ductilidad y de índice de daño muestran que la estructura no posee un buen comportamiento ante la acción sísmica de diseño propuesta por el reglamento para ambas demandas sísmicas. Esto lleva a pensar a que el criterio de la norma sísmica puede no ser satisfactorio para estos edificios, que presentan un comportamiento muy frágil y muy dúctil al mismo tiempo.



## CAPITULO 5. ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL

### 5.1. INTRODUCCIÓN

El Análisis Dinámico Incremental (IDA, "*Incremental dynamic analysis*") (Vamvatsikos & Cornell, 2002) consiste en someter una estructura a una sucesión de análisis no lineales de respuesta en el tiempo, donde se va aumentando la intensidad, es decir, se amplifica continuamente la aceleración del terreno representado por medio de un acelerograma, hasta alcanzar algún estado límite predefinido. Los valores del cortante en la base se grafican respecto a sus respectivos desplazamientos, normalmente se toma un punto en la parte superior de la estructura, esta curva se conoce como curva *Pushover* dinámico o curva envolvente de IDA.

Este análisis es utilizado generalmente para determinar la respuesta inelástica no lineal y la respuesta elástica lineal de una estructura frente a una acción sísmica, donde la acción sísmica se define como un acelerograma que excita los apoyos de la estructura.

Vamvatsikos y Cornell (2002) exponen como objetivos del análisis incremental dinámico los siguientes puntos:

- La comprensión de la demanda en función del rango de niveles posibles de un registro de movimiento de tierra.
- Mejor comprensión del comportamiento estructural implicado en niveles altos de movimiento de tierra.
- Mejor comprensión de los cambios de la respuesta estructural en función del incremento de la intensidad de los movimientos en el suelo.
- Calcular de forma estimada la capacidad dinámica del sistema estructural global.
- Teniendo en cuenta un estudio de varios registros sísmicos, comprender lo estable (o variable) que son todos estos pasos de un solo registro de movimiento a otro.

## 5.2. PARÁMETROS DEL ANÁLISIS

El IDA consiste en someter estructuras a un proceso de cargas transitorias crecientes, las cuales son definidas con acelerogramas. Es necesario la definición de los parámetros de análisis para la comprensión de los resultados obtenidos.

### 5.2.1. FACTOR DE ESCALA (SF)

El factor de escala (SF) (Vamvatsikos & Cornell, 2002) es el encargado de escalar el acelerograma incrementalmente desde un valor bajo en el que se espera una respuesta elástica, hasta un valor elevado en el que se busca observar el comportamiento no lineal de la estructura analizada. Cada factor de escala generará un punto en el análisis IDA, donde un  $SF=1$  corresponde al acelerograma original, un  $SF<1$  corresponde a una escala reducida del acelerograma y un  $SF>1$  corresponde a una amplificación del acelerograma, el valor del factor de escala no puede ser negativo ya que, lo que se haría es revertir el acelerograma por lo que la influencia de un factor de escala negativo, por ejemplo de un valor  $-1$ , no tendría efectos significativos en la respuesta, con respecto a un valor de  $+1$ , ya que la respuesta se define mediante valores máximos en valor absoluto.

### 5.2.2. MEDIDA DE LA INTENSIDAD DEL SUELO (IM)

Una medida de intensidad del terremoto que sea estable se utiliza como variable a escalar en el análisis, aplicando los factores de escala. Muchas variables del movimiento del suelo no pueden ser escaladas, como por ejemplo la magnitud y la duración del sismo, pero otras medidas de intensidades son habitualmente escaladas y son proporcionales al SF utilizado, como: la aceleración pico, la velocidad pico y la aceleración espectral amortiguada al primer modo de vibración de la estructura.

### 5.2.3. MEDIDA DEL DAÑO (DM)

Luego de tener definida la demanda a la cual se verá expuesta la estructura, es necesario definir un modo de medir la respuesta frente a la acción sísmica. La medida de daño es un valor escalar, no negativo, que caracteriza la respuesta adicional de la estructura debido a una carga sísmica determinada. Este parámetro se presenta en el IDA en lo que puede ser: cortante máximo en la base, rotación en los nodos, ductilidad pico por planta, índice de daño, deriva máxima entre piso, entre otros. El tipo de estructura y el tipo de análisis determinara que medida de daño es más factible, la utilización de dos o más medidas permite evaluar diferentes características de la respuesta. La mejor manera para medir los daños estructurales son las rotaciones y las derivas totales.

#### 5.2.4. ANÁLISIS IDA DE UN SOLO REGISTRO

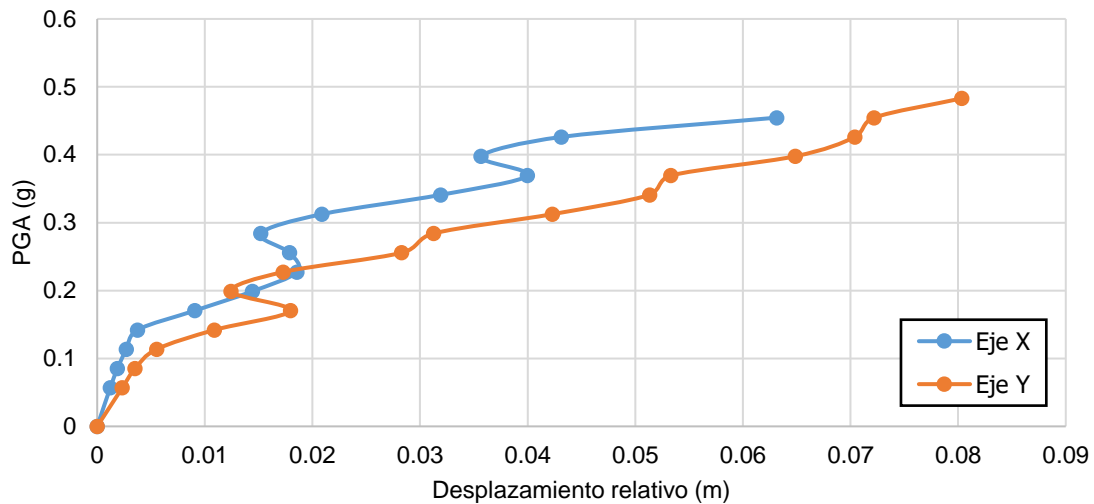
Un análisis IDA de un solo registro, también conocido como *Pushover* dinámico consiste en una serie de análisis no lineales que varían con el factor de escala de un solo acelerograma, cuyos IM son seleccionados de tal forma que se cubra la parte elástica del comportamiento de la estructura hasta llegar al colapso. El objetivo es obtener resultados para cada nivel de IM escalado del movimiento del suelo, los resultados en función del DM se suelen representar como curvas continuas llamadas curvas IDA.

#### 5.3. CURVAS IDA

El análisis dinámico incremental proporciona resultados que son difíciles de predecir con otros análisis. Los resultados obtenidos por este método se pueden ilustrar con curvas que muestren la exigencia que se le impone a la estructura en función de las diferentes intensidades del suelo. Las curvas IDA muestran una región lineal elástica que termina cuando uno de los elementos estructurales llega al final de su estado elástico y gráficamente se visualiza con un cambio de pendiente, este cambio se puede ver en la Ilustración 5.1 donde a un desplazamiento relativo de 0.004 metros en el eje X y 0.006 metros en el eje Y se presenta un cambio de pendiente en las curvas. La relación de la pendiente IM/DM en el segmento elástico de cada curva IDA representa la rigidez elástica del punto DM, IM analizado.

La Ilustración 5.1 muestra la relación entre el desplazamiento máximo que muestra la estructura en función de los diferentes PGA analizados, a partir del acelerograma seleccionado. Se puede apreciar el comportamiento en forma de S que sigue esta curva, en el cual para algunos valores de desplazamiento se obtienen más de un valor de PGA (Vamvatsikos & Cornell, 2002). Aunque los ejemplos mostrados se basan en desplazamientos relativos en función de los PGA, estos modos de comportamiento son observables para una amplia variedad de DM en función de diferentes IM.

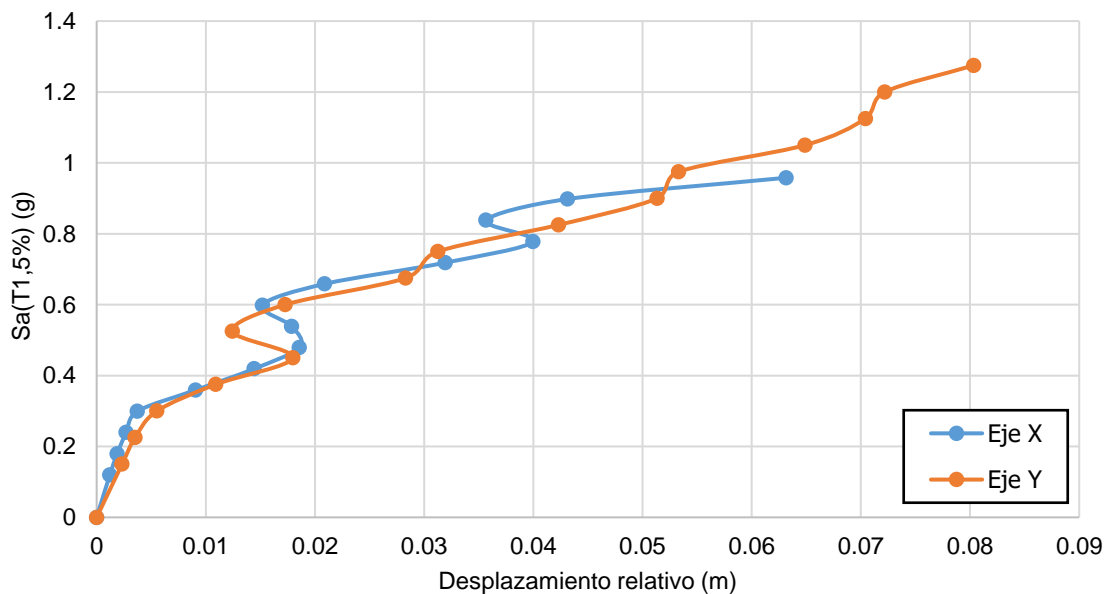
El IDA permite modelar la acumulación de las deformaciones plásticas, ésta puede ser una de las razones por las cuales las curvas IDA muestran un comportamiento en forma de S; ya que no necesariamente un incremento del IM provoca un incremento del DM (Vamvatsikos & Cornell, 2002).



**Ilustración 5.1.** Curva IDA que relaciona el desplazamiento relativo máximo con los diferentes PGA en ambas direcciones de análisis.

En las curvas IDA cualquier valor de IM produce un valor único de DM, mientras que para cualquier valor DM dado hay al menos uno o más valores de IM, debido a que el mapeo no es necesariamente uno-a-uno. Además, la curva de IDA no necesariamente es suave, debido a que el DM se define a menudo como el valor máximo o el resultado de valores absolutos de las respuestas.

Los factores de amplificación de la respuesta espectral se utilizan para hacer un cambio de IM representa en la Ilustración 5.1, cambiando la aceleración espectral para el primer modo  $S_a(T_1, 5\%)$  y la magnitud de la respuesta mediante el valor máximo del desplazamiento relativo (Ilustración 5.2).

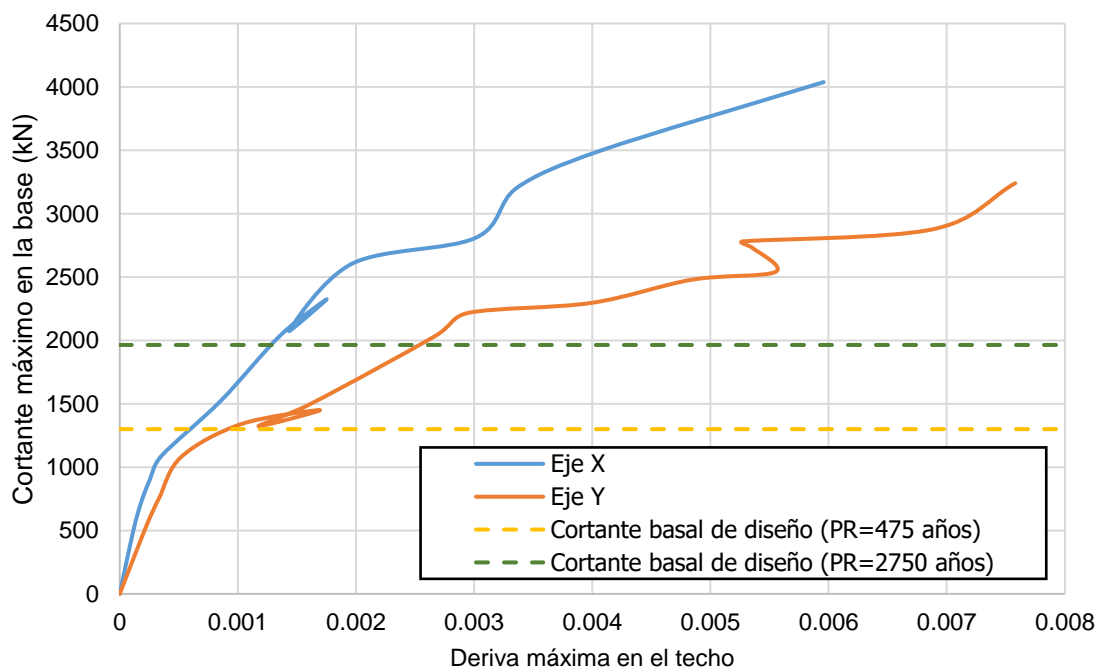


**Ilustración 5.2.** Curva IDA que relaciona el desplazamiento relativo máximo con la aceleración para el primer modo  $S_a(T_1, 5\%)$  en ambas direcciones de análisis.

### 5.3.1. ENVOLVENTE IDA

Los resultados obtenidos para cada uno de los análisis dinámicos se suelen presentar mediante curvas envolvente, donde se tendrá un punto por cada análisis dinámico ejecutado. Estas curvas son una representación similar a las curvas de capacidad obtenidas con el *Pushover*, en el eje de ordenadas se representa el cortante en la base y en el eje de las abscisas se representa la deriva en el techo, en relación a la base de la estructura, en el capítulo 6 se representara el cortante en la base en función del desplazamiento en el techo para realizar una comparación con los resultados del PO. La envolvente IDA se puede graficar de tres maneras diferentes (Seismosoft, 2014):

- La deriva máxima en el techo en función del cortante en la base correspondiente, el cual se define como el valor pico de corte basal que se encuentre dentro de una ventana temporal alrededor del desplazamiento máximo (Ilustración 5.3).
- La deriva máxima en el techo en función del cortante máximo en la base, este se define como el valor pico de corte basal a lo largo de todo el análisis (Ilustración A 7).
- El valor máximo de cortante basal en función de la deriva en el techo correspondiente, este se define como el valor pico de desplazamiento relativo que se encuentre dentro de una ventana temporal alrededor del corte basal máximo (Ilustración A 8).



**Ilustración 5.3.** Envolvente IDA donde se relaciona la deriva máxima de techo con el cortante máximo en la base y el valor del cortante basal de diseño.

## 5.4. ANÁLISIS BASADO EN OBJETIVOS DE DESEMPEÑO.

Normalmente se suelen relacionar los umbrales de daño descritos en los códigos con determinados valores de desplazamientos obtenidos para la estructura con el análisis dinámico incremental, este tipo de análisis se conoce como análisis basado en el objetivo de desempeño.

Los objetivos de desempeño establecen los rangos de valores deseados en el comportamiento de la estructura bajo una acción sísmica. Tanto el R-001 (MOPC, 2011) como el ATC-40 (1996) presentan tres niveles principales de desempeño, basados en razones económicas y de seguridad:

- I. **Ocupación Inmediata (IO):** Corresponde al criterio más utilizado en las instalaciones esenciales para un sismo de carácter severo (normalmente con un periodo de retorno de 475 años). Luego de ocurrido un sismo la estructura se mantiene en operación. Los elementos estructurales mantendrán su funcionamiento en el rango elástico. Los elementos no estructurales y el equipamiento no sufrirán daños.
- II. **Seguridad a la vida (LS):** Este nivel está destinado a lograr un estado de daño que no amenace la seguridad a la vida de los ocupantes. Luego de un sismo los elementos estructurales pueden sufrir daños localizados en puntos específicos que pueden ser reparables. Este nivel de rendimiento es el esperado en edificios diseñados con códigos modernos para sismos severos.
- III. **Prevención al colapso (CP):** Este nivel está basado en un diseño que permite daños importantes en los elementos estructurales y no estructurales, pero sin llegar al colapso. Los niveles de daños en los elementos estructurales son tan importantes que no son reparables.

El objetivo principal del Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011) es garantizar la seguridad a la vida. Se establece un valor de un 0.8% (0.0848 metros) de la altura del edificio ( $h=10.6$  metros) como desplazamiento máximo relativo entre dos puntos situados sobre la misma vertical a una distancia  $h$ .

El ATC-40 (1996) muestra una tabla para las estructuras de muros de hormigón armado controladas por cortante donde se presentan los valores de las derivas límites para los tres objetivos de desempeños principales, las cuales se muestran en la Tabla 5.1.

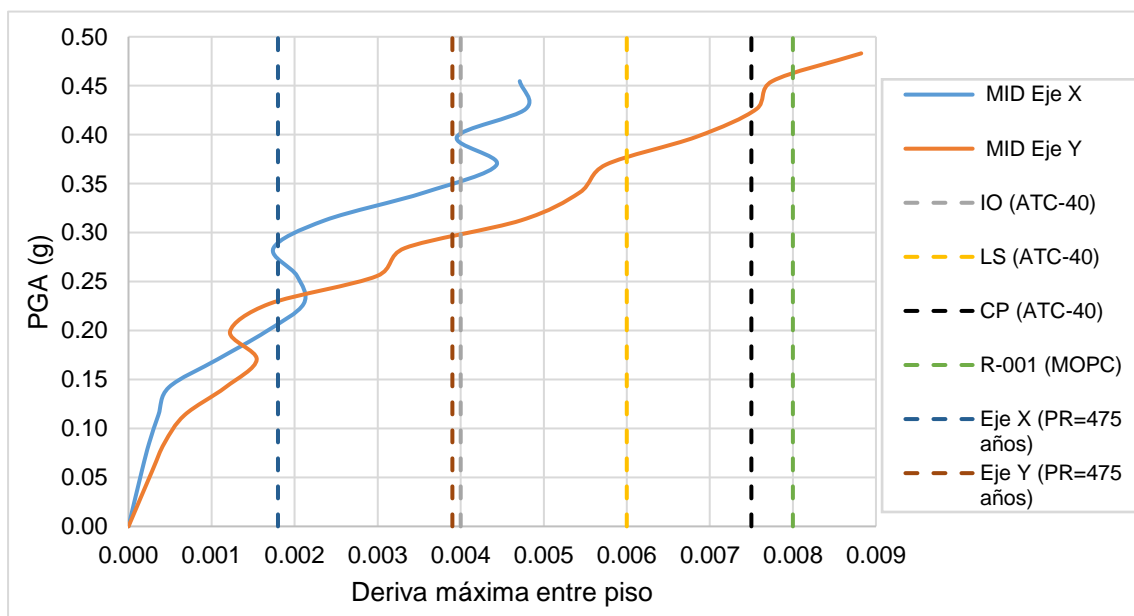


**Tabla 5.1.** Valores utilizados como deriva para muros de hormigón armado según el ATC-40 (1996).

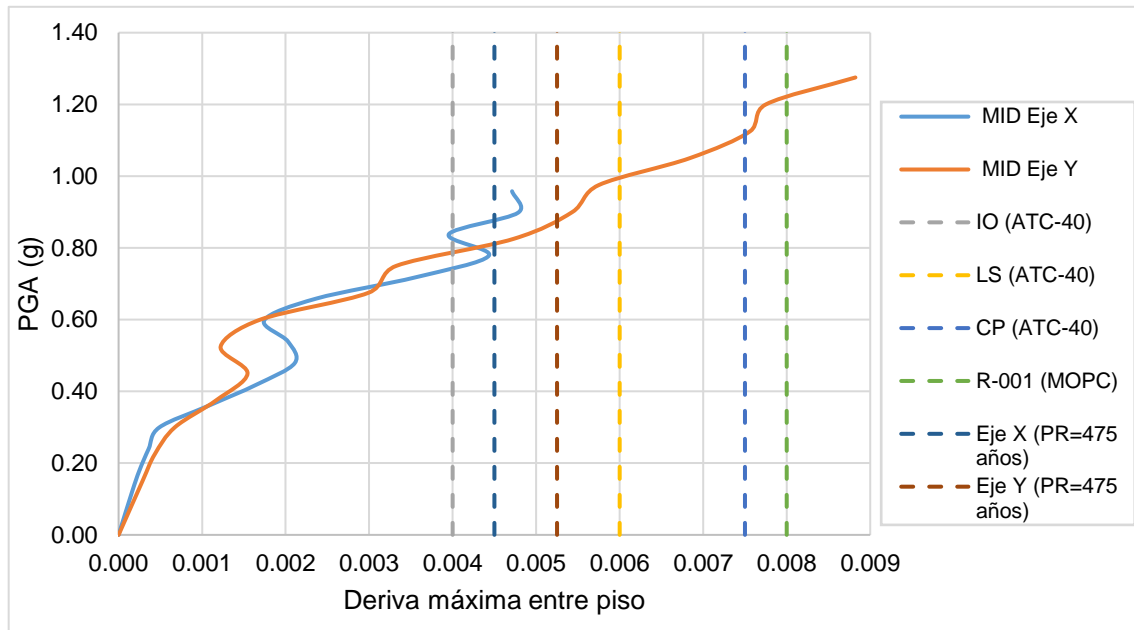
| Muros de hormigón armado controlados por cortante. Todos los casos. | IO    | LS    | CP     |
|---|-------|-------|--------|
|   | 0.004 | 0.006 | 0.0075 |

La Ilustración 5.4 y la Ilustración 5.5 muestran la variación de la deriva máxima entre piso para diferente valores del PGA y de aceleraciones para el primer modo de vibración respectivamente. El comportamiento de ambas curvas presenta segmentos sucesivos de ablandamiento y endurecimiento en la estructura. Los valores alcanzados por la estructura en la dirección X se encuentran en el rango de valores del R-001 (MOPC, 2011) y antes del límite de seguridad a la vida del ATC-40 (1996), pero en el eje Y sobrepasan los límites establecidos en ambos reglamentos para sismos con PGA superior a 0.46g. En cuanto al nivel de demanda esperado, según el Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011) para un sismo con un periodo de retorno de 475 años, se observa que tanto en el eje X como en el eje Y la deriva máxima entre piso se encuentra antes del límite de ocupación inmediata establecido por el ATC-40 (1996).

El comportamiento en forma de S provoca que para un mismo valor de DM se tengan múltiples valores de IM, lo que lleva a la incertidumbre de cuál de los valores de IM utilizar, normalmente se toma el valor más conservador, por lo cual se toma el menor valor de IM.



**Ilustración 5.4.** Curva IDA que relaciona la deriva máxima entre piso en función de los PGA en ambas direcciones de análisis, los límites expuestos por los códigos utilizados y la solicitud de acuerdo al código.



**Ilustración 5.5.** Curva IDA que relaciona la deriva máxima entre piso en función de la aceleración para el primer modo  $S_a$  ( $T_1$ , 5%) en ambas direcciones de análisis, los límites expuestos por los códigos utilizados y la solicitud de acuerdo al código.

## 5.5. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

En este capítulo se ha desarrollado la metodología del análisis dinámico incremental (IDA), éste análisis se ha realizado en el programa *SeismoStruct*. Para el desarrollo del mismo se han explicado brevemente los parámetros relacionados con el análisis, se ha llevado a cabo un análisis más detallado de las curvas IDA y de los objetivos de desempeño presentados en el ATC-40 (1996) y en el Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011).

En todas las curvas IDA obtenidas se ve en algún tramo un comportamiento en forma de S, este comportamiento con segmentos sucesivos de ablandamiento y endurecimiento muestra regiones donde la rigidez disminuye al aumentar el PGA y en otros casos la rigidez se incrementa al aumentar el PGA. Este comportamiento muestra que la estructura experimenta, en ciertas ocasiones, un incremento de la tasa de acumulación de daño y en otras ocasiones ocurre una disminución que puede ser lo suficientemente potente como para detener, momentáneamente, la acumulación de DM o incluso revertirla.

El endurecimiento de las curvas IDA no es una novedad, aunque sigue siendo extraño que un sistema que muestra un valor alto de respuesta a un nivel de intensidad determinado, presente el mismo valor, o incluso un valor menor, de respuesta cuando

se somete a intensidades sísmicas mayores debido al endurecimiento excesivo. Esto se debe a que a medida que el acelerograma es amplificado, los ciclos de respuesta débiles en la primera parte de la respuesta temporal se vuelven lo suficientemente fuertes como para causar daños que alteren las propiedades de la estructura para los ciclos siguiente, los cuales serán más fuertes.

La envolvente IDA (Ilustración 5.3) muestra que la estructura soporta un cortante máximo en la base de 4037 kN en el eje X y 3240 kN en el eje Y, estos valores son superior al valor de cortante basal para el sismo severo (1360 kN) y para el sismo extremo (1964 kN).

La Ilustración 5.4 muestra la deriva máxima entre piso para diferentes valores de PGA, en esta se pueden observar los límites de los objetivos de desempeño establecidos tanto por el ATC-40 (1996) como por el R-001 (MOPC, 2011). Los resultados obtenidos muestran que la estructura, para un sismo severo, presenta en ambas direcciones un valor de deriva máxima inferior al límite del valor que corresponde al objetivo de desempeño de ocupación inmediata establecido por el ATC-40 para este tipo de estructuras y no llega al límite establecido por el R-001. Para el sismo extremo la estructura presenta en la dirección X un comportamiento que se encuentra antes del objetivo de desempeño seguridad a la vida del ATC-40 (1996) y en la dirección Y se encuentra justo antes del objetivo de desempeño prevención al colapso del ATC-40 (1996). En ambos caso no se sobre pasa el limite expuesto por el R-001 (MOPC, 2011) en el objetivo de desempeño de seguridad a la vida.

Estos resultados muestran que la estructura posee un buen comportamiento ante la acción sísmica de diseño propuesta por el Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011) para periodos de retorno de 475 y 2750 años. Pero la gran diferencia que presenta el objetivo de desempeño de seguridad a la vida del ATC-40 (1996) y del R-001 (MOPC, 2011) para este tipo de estructura nos conduce a lo ya comentado en el capítulo 4 sobre que el criterio de la norma sísmica puede no ser satisfactorio para estos edificios, que presentan un comportamiento muy frágil y muy dúctil al mismo tiempo.

Los resultados obtenidos a partir del análisis dinámico incremental (IDA) sugieren que el método es una herramienta valiosa para la realización de análisis sísmicos, ya que se relaciona muy bien la demanda y la capacidad de las estructuras. En este trabajo se ha presentado el análisis de una estructura con muros de hormigón armado y se ha utilizado para definir algunos parámetros interesantes del IDA. Asimismo, se ha confirmado el comportamiento no monótono expuesto por Vamvatsikos y Cornell (2002).



## CAPITULO 6. DISCUSIÓN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1. DISCUSIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

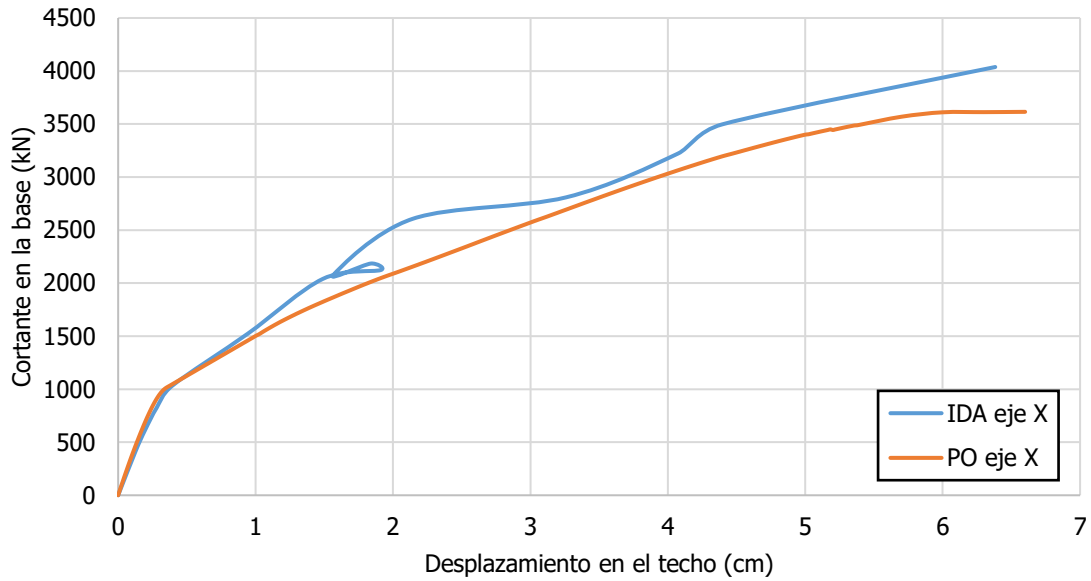
Al emplear metodologías basadas en el análisis estático no lineal para calcular la vulnerabilidad de las estructuras, es bueno comparar y validar sus resultados con análisis dinámicos no lineales, los cuales, al seleccionar una demanda acorde con la propuesta por la norma de diseño, se espera que brinde resultados más realistas sobre el comportamiento esperado de la estructura. Por esta razón, el análisis de capacidad espectral se comparará y se validará con el análisis dinámico incremental.

Ambos procedimientos realizados relacionan el incremento de carga (cortante en la base) que se le aplica a la estructura con la respuesta del sistema, representada normalmente en términos de desplazamiento en el techo o desplazamiento relativo. Ya que, en ambos análisis se describe el comportamiento de la misma estructura, es posible comparar sus resultados y esperar un cierto grado de correlación. Las comparaciones se realizarán en el mismo gráfico, por lo que ambos resultados deben presentarse en las mismas unidades tanto del IM como del DM.

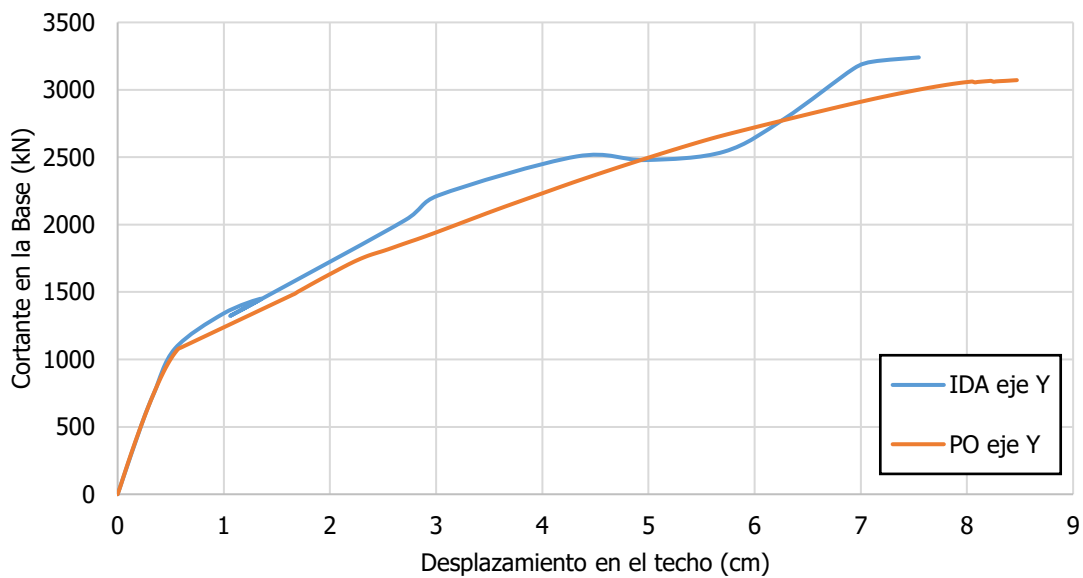
La comparación de los resultados se realiza con el espectro de respuesta en aceleraciones con un periodo de retorno de 475 años ya que, este corresponde al sismo de diseño de la estructura analizada.

En la Ilustración 6.1 y la Ilustración 6.2 se muestran las curvas de capacidad a partir del *Pushover* (PO) y las curvas de capacidad dinámicas en la dirección X y la dirección Y respectivamente. En ambas direcciones el análisis dinámico presenta que la estructura soporta un mayor cortante en la base a partir del punto de fluencia de la estructura. Se observa que para cada uno de los valores de cortante en la base se presentan resultados similares en los desplazamientos calculados por ambos análisis.

Como se puede observar en las ilustraciones, la región elástica de la curva estática y dinámica son prácticamente iguales, esto sugiere igualdad en la rigidez elástica. Luego de pasar el punto de fluencia el edificio acumula más deformaciones conforme aumenta el cortante en la base.

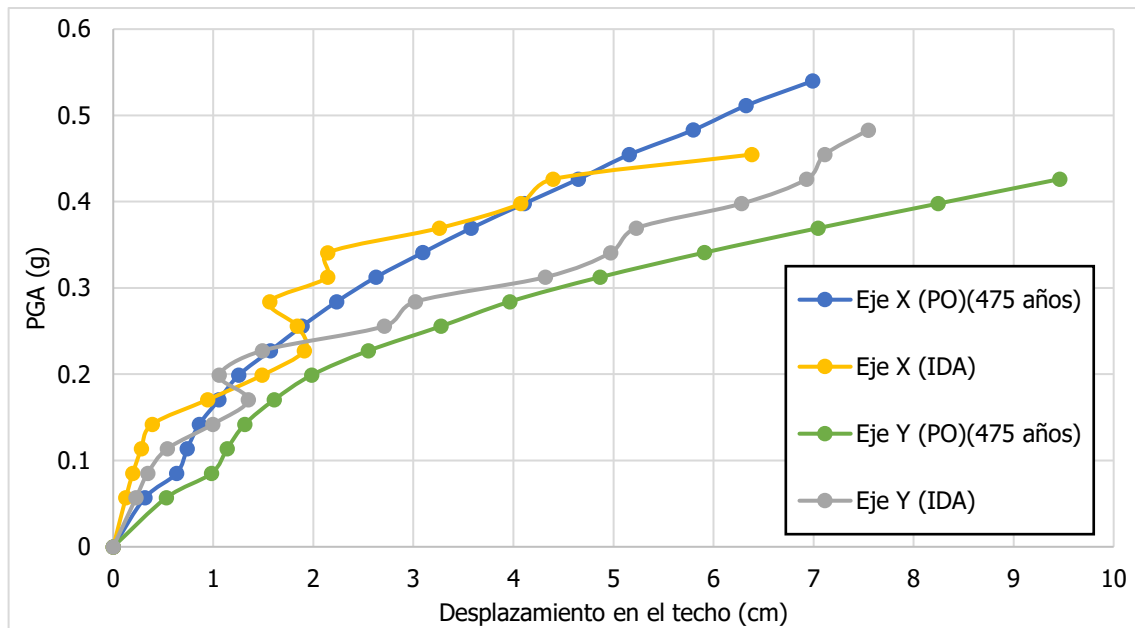


**Ilustración 6.1.** Comparación de los resultados en el eje X de la curva de capacidad obtenida a partir del *Pushover* y la curva de capacidad dinámica.



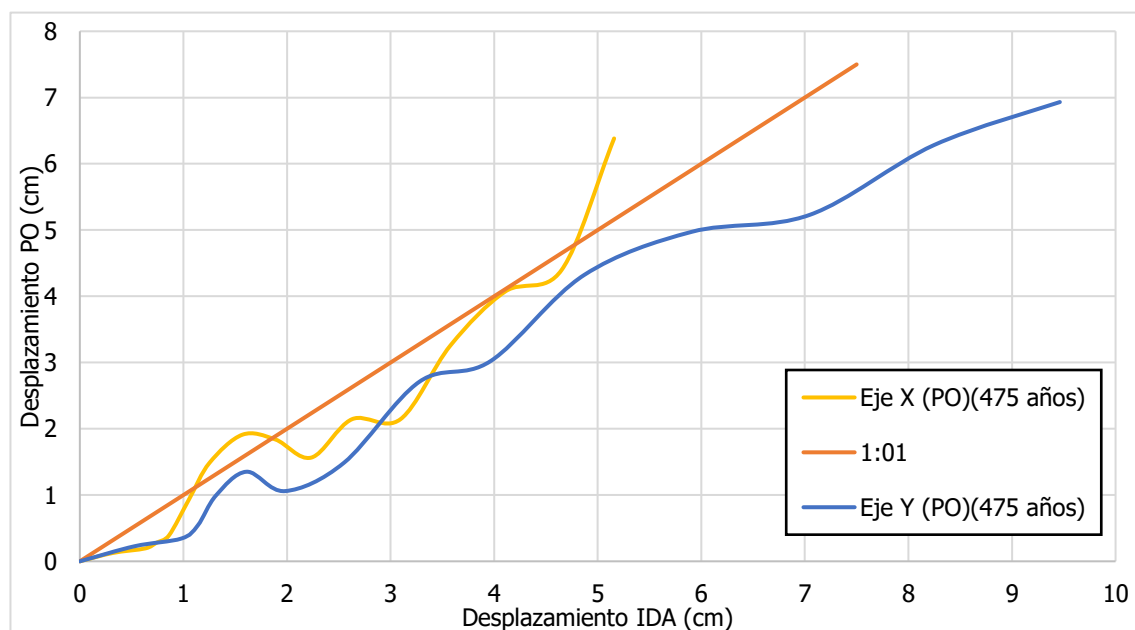
**Ilustración 6.2.** Comparación de los resultados en el eje Y de la curva de capacidad obtenida a partir del *Pushover* y la curva de capacidad dinámica.

En la Ilustración 6.3 se presentan los desplazamientos en el techo calculados en el análisis estático no lineal, y con el análisis dinámico incremental (IDA) en el programa *SeismoStruct*, ambos métodos toman en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura. Se calcularon los resultados para los mismos valores de PGA en ambos análisis.



**Ilustración 6.3.** Comparación de los desplazamientos en el techo obtenidos para cada PGA a partir del PO y el IDA en ambas direcciones de análisis.

La Ilustración 6.4 muestra la relación que existe entre los desplazamientos en el techo calculado mediante ambos métodos. En ambas direcciones se puede decir que el procedimiento seguido por el IDA es conservador en relación al análisis estático no lineal, ya que, en la ilustración se puede observar que la línea de tendencia se mantiene por debajo de la relación 1:1, lo que especifica que para un valor determinado de PGA el análisis estático no lineal llega a un menor desplazamiento.



**Ilustración 6.4.** Relación de los desplazamientos en el techo del PO y el IDA en ambas direcciones de análisis.

## 6.2. CONCLUSIONES

En la presente tesina se ha evaluado la vulnerabilidad sísmica de una estructura de hormigón armado ubicada en la República Dominicana utilizando el análisis de capacidad espectral y el análisis dinámico incremental. Se ha utilizado como acción sísmica el espectro de respuesta en aceleraciones que propone el Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011) para suelo rígido y el acelerograma de *Northridge*. La vulnerabilidad se ha evaluado siguiendo una perspectiva determinista a partir de las propiedades mecánicas de la estructura y de la acción sísmica utilizada en cada análisis. Los desplazamientos espectrales que afectaran la estructura para diferentes valores de PGA se calcularon con el procedimiento A del ATC-40 (1996), estos resultados se compararon con los obtenidos con el análisis dinámico incremental.

Los valores de cortante máximo obtenidos por ambos métodos son superiores a los descritos por el Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011) para este tipo de estructura. Así también, los valores de deriva máxima obtenidos por ambos están por debajo al límite establecido para el nivel de comportamiento de Seguridad a la Vida (LS) que presenta el reglamento. Para el sismo severo los valores de deriva máxima son inferiores a los marcados por el objetivo de desempeño de ocupación inmediata (IO) establecido por el ATC-40 (1996), y para el sismo extremo se encuentran antes del límite del nivel de comportamiento de Prevención al Colapso (CP). La estructura presenta un comportamiento inadecuado para el nivel de comportamiento de Prevención al Colapso (CP) del ATC (1996) y para el nivel de comportamiento de Seguridad a la Vida (LS) del R-001 (MOPC, 2011) a partir de un PGA de 0.43 g y 0.46 g respectivamente. El comportamiento inadecuado se produce antes en el eje Y debido a que es la dirección que presenta menor densidad de muros y menor rigidez.

El punto de desempeño en ambas direcciones de análisis se presenta en la parte inelástica de la curva de capacidad y, por lo tanto, para ambas direcciones, se tiene poco margen de seguridad ya que, se está muy cerca del desplazamiento último que soporta la estructura. En las matrices de probabilidad de daño se muestra que los daños esperados se hallan entre los estados de daño extensivo y completo. Al presentar estos estados de daño se puede decir que la estructura no cumple con el objetivo básico de diseño del Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011) de garantizar la seguridad humana y reducir los daños en los edificios. Tampoco cumple con las especificaciones descritas para edificaciones de ocupación normal, la cual permite que, ante sismos severos, pueda sufrir daños estructurales, pero sin llegar al colapso.



De forma tangencial al objetivo principal de este trabajo, se ha observado que aunque la estructura en todo caso cumple con los desplazamientos, las derivas entre piso permitidos y el valor de cortante de diseños especificados en el R-001 (MOPC, 2011), los altos valores de ductilidad y de índice de daño calculados en el análisis de capacidad espectral muestran que la estructura no posee un buen comportamiento ante la acción sísmica de diseño propuesta por el Reglamento Sísmico Dominicano (MOPC, 2011) para ambas demandas sísmicas. Esto lleva a pensar a que el criterio de la norma sísmica puede no ser satisfactorio para estos edificios, que presentan un comportamiento muy frágil y muy dúctil al mismo tiempo.

Ambos métodos presentan similitud en los valores del desplazamiento de fluencia, de la resistencia última de la estructura y de la rigidez inicial, de forma que los resultados obtenidos mediante análisis estático y dinámico son consistentes, reflejando de manera adecuada el comportamiento de la estructura estudiada.

Se proponen futuras líneas de investigación que puedan ayudar a reducir la dificultad que presenta modelar estructuras de muros de hormigón armado de 15 centímetros, debido a su gran fragilidad que dificulta el modelar el comportamiento de sus elementos y los múltiples problemas constructivos que no se pueden reflejar en el análisis realizado.

### 6.3. RECOMENDACIONES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN.

El propósito de esta tesina es evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras de muros de hormigón armado en la República Dominicana. Para esta evaluación se han utilizado dos metodologías mediante el enfoque determinista, la primera es el análisis de capacidad espectral y la segunda, el análisis dinámico no lineal. Cabe resaltar que además de estas metodologías existen otras que junto a los resultados obtenidos en esta tesina pueden proporcionar resultados más concretos para este tipo de edificación.

Los resultados obtenidos muestran altos índices de daño para esta estructura aunque cumple con los desplazamientos, las derivas entre piso permitidos y el valor de cortante de diseños especificados en el R-001 (MOPC, 2011) . Tomando en cuenta el alto riesgo sísmico que existe en la República Dominicana, como también, el gran auge que ha tenido este tipo de edificaciones en el país y las diferentes metodologías disponibles para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras; se proponen las siguientes líneas de investigación para así obtener resultados más acertados:

- Enfoque probabilista

Para la realización de este trabajo, nos hemos apoyado en el enfoque determinista, aun así, se propone la realización mediante un enfoque probabilista. El hecho de tener en cuenta la incertidumbre asociada a la acción sísmica, el comportamiento no lineal de la estructura y la aleatoriedad de las propiedades de los materiales es de suma importancia ya que permite representar la variación de las variables principales que controlan tanto la acción sísmica como la respuesta de los edificios.

- Análisis PO para otro tipo de suelo.

El hecho de variar el tipo de suelo en el que se encuentra la estructura produce una variación en el espectro de respuesta en aceleraciones proporcionado por el reglamento sísmico, esto proporciona la respuesta de la estructura en función del tipo de suelo lo cual permite realizar un estudio más profundo acerca de los efectos que produce el suelo en el comportamiento sísmico de estas estructuras.

- Análisis dinámico incremental con diferentes acelerogramas.

En esta tesina solo se utiliza una señal sísmica en el IDA, a este procedimiento se le conoce como *Pushover* dinámico ya que, solo se define un patrón de carga. El uso de varias acciones sísmicas permite que los resultados se definan en función de las diferentes características que pueden presentar los sismos en la zona de estudio. Lo ideal sería realizar el IDA con una serie de acelerogramas que envuelvan un amplio rango de aceleraciones y contenido frecuencial, para así no subestimar o sobreestimar la respuesta de la estructura.

- Realizar los mismos análisis utilizando otros programas de análisis estructural.

Para validar la modelación y los resultados obtenidos con el programa *SeismoStruct* se propone realizar el análisis estático no lineal y el análisis dinámico incremental con otros programas de análisis estructural, como pueden ser: Etabs, SAP o Ruaumoko.

Con la utilización de otro *software* se pueden obtener los índices de daño a partir del análisis incremental, éste se puede comparar con los valores de índice de daño obtenido por el análisis estático no lineal.

- Análisis PO e IDA para otras edificaciones de dimensiones parecidas y sistema estructural diferente.

El hecho de realizar los mismos análisis para un sistema estructural distinto permite conocer cual sistema estructural es más favorable para el tipo de estructura analizada,

teniendo en cuenta la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de la zona estudiada. Este análisis se puede complementar con el coste que representa cada uno de los sistemas estructurales.

Para no sobrestimar el valor de la ductilidad local de los elementos se debe realizar una calibración de los modelos de histéresis de acuerdo a curvas experimentales, ya que, esta puede ser una de las razones de la gran ductilidad estructural.



## REFERENCIAS

- ACI Committee 318. (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete ( ACI 318-08 )*. Michigan, USA: American Concrete Institute. Vol. 2007: 337-385. doi:10.1016/0262-5075(85)90032-6
- Alvarado, G. E. (16 de Julio de 2014). *Algunas ideas sobre la ocurrencia de eventos sísmicos importantes en República Dominicana y el levantamiento/subsidencia de la costa*. Recuperado el 04 de Julio de 2016, de Sociedad Dominicana de geología : <http://sodogeo.org/algunas-ideas-sobre-la-ocurrencia-de-eventos-sismicos-importantes-en-republica-dominicana-y-el-levantamientosubsidencia-de-la-costa/>
- ATC. (1996). *ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Applied Technology Council*. Redwood City, CA: Applied Technology Council. 492 pp.
- Chang, G., & Mander, J. (1994). *Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part 1- Evaluation of Seismic Capacity*. State University of New York. New York: NCEER Technical Report No. NCEER-94-0006. 229 pp.
- COE. (2009). *Plan Nacional de Contingencia para Terremotos*. Santo Domingo, RD: Centro de operaciones de emergencia de la República Dominicana. Recuperado el 10 de Febrero de 2016, de [http://www.educando.edu.do/files/7813/2638/0974/plan\\_contingencia\\_terremoto.pdf](http://www.educando.edu.do/files/7813/2638/0974/plan_contingencia_terremoto.pdf)
- EDUCANDO. (10 de Diciembre de 2015). *Educando, el portal de la Educación Dominicana*. Obtenido de <http://www.educando.edu.do/articulos/estudiante/los-terremotos/>
- Eurocódigo 8. (2004). *Proyecto de estructuras sismoresistentes. Parte 1: Reglas generales, accion sísmica y reglas de edificación*. Madrid, España: AENOR. 111 pp.
- FEMA-450. (16 de Agosto de 2003). *NEHRP RECOMMENDED PROVISIONS FOR SEISMIC REGULATIONS FOR NEW BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES*. Washington, D.C., USA: Federal Emergency Management Agency. Recuperado el 12 de Agosto de 2016, de Federal Emergency Management Agency: <https://www.fema.gov/es>

- Milutinovic, Z., & Trendafiloski, G. (2003). *Risk-UE An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns. Report to WP4: Vulnerability of Current Buildings*. European Commission. 111 pp.
- MOPC. (2011). *Reglamento General de edificaciones. Unidad 5: Estructuras. Título 1-B: Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras*. Ministerio de Obras Publicas y Comunicaciones. Santo Domingo, República Dominicana: Dirección General de Reglamentos y Sistemas. 65 pp. Recuperado el 23 de Noviembre de 2015, de <http://www.mopc.gob.do/media/1421/r-001-reglamento-sismico.pdf>
- MOPC. (2012). *Reglamento general de edificaciones. Unidad 5: Estructuras. Título 2: Reglamento para Diseño y Construcción de Estructuras en Hormigón Armado*. Santo Domingo: Dirección general de reglamentos y sistemas. 171 pp. Recuperado el 23 de Noviembre de 2015, de <http://www.mopc.gob.do/media/1447/r-033-reglamento-hormigon.pdf>
- O'Reilly, I. H. (2002). *Desarrollo de los codigos de construcciones en republica dominicana*. Santiago: Colegio dominicano de ingenieros arquitectos y agrimensores (CODIA).
- Seismosoft. (2014). *SeismoStruct, Manual de Usuario, versión 7.0*. Pavia: Seismosoft Ltd. 340 pp. Recuperado el 02 de Noviembre de 2015, de [http://www.seismosoft.com/Public/EditorUpload/Documents/SeismoStruct\\_User\\_Manual\\_es.pdf](http://www.seismosoft.com/Public/EditorUpload/Documents/SeismoStruct_User_Manual_es.pdf)
- The Southern California Earthquake Data Center. (17 de Enero de 1994). *The Southern California Earthquake Data Center (SCEDC)*. Recuperado el 07 de Junio de 2016, de <http://scedc.caltech.edu/significant/northridge1994.html#top>
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Stanford: John Wiley & sons, Ltd. 24 pp. doi:10.1002/eqe.141
- Vargas, Y., Pujades, L., Hurtadob, J., & Barbat, A. (Octubre de 2011). Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 63-78. Recuperado el 25 de Noviembre de 2015, de [www.elsevier.es/rimni](http://www.elsevier.es/rimni)

# ANEXOS

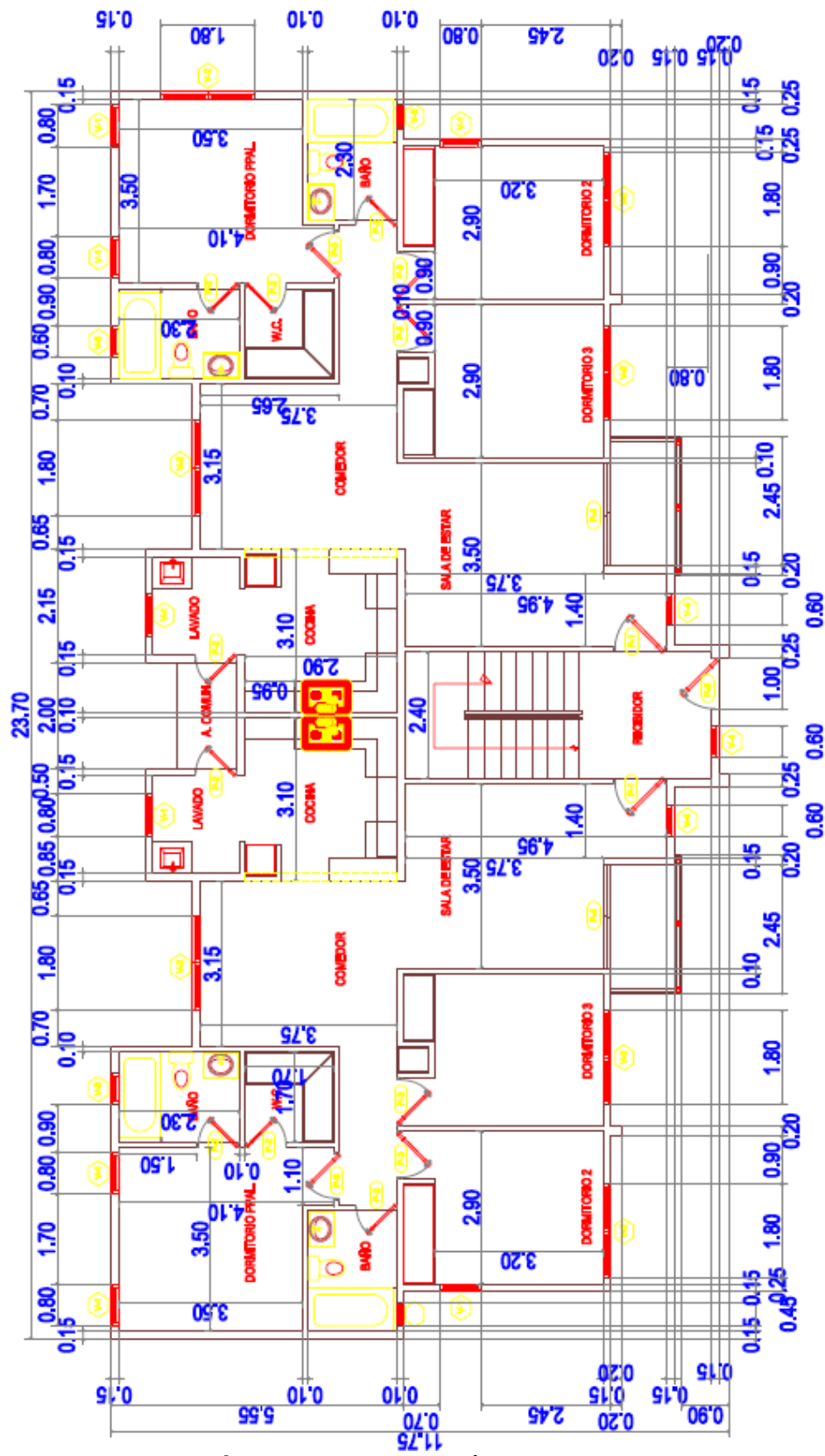
## ANEXO A.

### A1. TERREMOTOS IMPORTANTES EN REPÚBLICA DOMINICANA ENTRE 1551 Y 1900.

**Tabla A 1.** Terremotos importantes en la República Dominicana entre 1551 y 1900 (Alvarado, 2014).

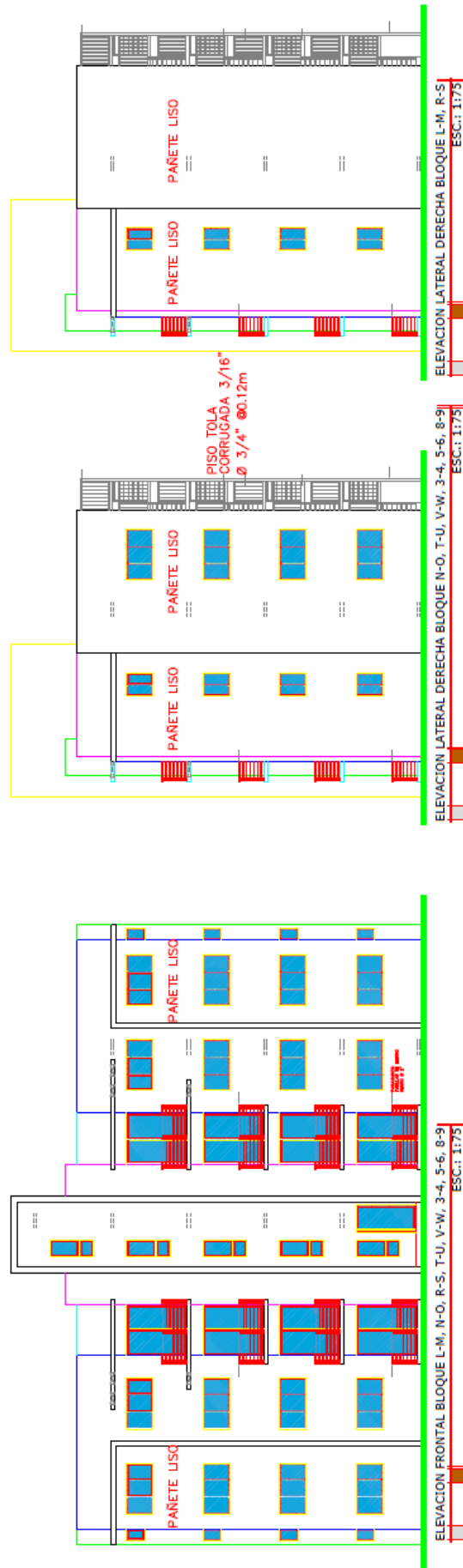
|  |   |
|--|---|
| <p><b>-1562:</b> Son destruidos Santiago y La vega, Puerto Plata sufre daños.</p> <p><b>-1614:</b> Terremoto que daño seriamente a Santo Domingo, hubo replicas por 42 días.</p> <p><b>-1673:</b> Mueren 24 personas y la ciudad de Santo Domingo destruida, replicas por 40 días.</p> <p><b>-1691:</b> Destrucción de Azua y daños en Santo Domingo.</p> <p><b>-1751:</b> Azua destruida, ruinas en el Seibo, daños en Santo Domingo, Puerto Príncipe y en Croix-des-Bouquets en Haití. Este sismo afecto todo el sur de la isla, y también se produjo un maremoto.</p> <p><b>-1761:</b> Sentido en todo el sur, siendo Azua destruida de nuevo, daños en Neyba, San Juan; se sintió en la Vega, Santiago y Cotuí.</p> <p><b>-1787:</b> Fosa de Puerto Rico, M 8,1.</p> <p><b>-1842:</b> Catástrofe en toda la isla, maremoto en las costas del norte, 5000 a 6000 muertos en Haití, destruidas Santiago, Cabo Haitiano y Mole Sant-Nicolás, muchos edificios destruidos en Santo Domingo.</p> <p><b>-1897:</b> Santiago, Guayubín, Guanábano-abajo, Alta- mira, Navarrete. Catedral y Palacio de Gobiernos en ruinas. Roturas del Cable submarino de Puerto Plata, deslizamiento en las montañas al norte de Santiago.</p> <p><b>-1910:</b> El 11 de mayo, un fuerte terremoto toca la isla haciendo daño en Azua, Bani, Barahona, Santo Domingo y San Cristóbal.</p> <p><b>-1911:</b> El 6 de octubre se produjo un fuerte terremoto con epicentro en el flanco Sur de la Cordillera Central, entre los nacimientos de los Ríos Yaqué del Sur y Artibonito, M 7,0.</p> <p><b>-1915:</b> El 11 de octubre, terremoto de intensidad de 6,2 en la escala de Richter estremece el lado este del país.</p> | <p><b>-1916:</b> El 24 de abril, terremoto M 7,2 (escala de Richter) afecta el lado este del país. Hubo pánico en la población de Santo Domingo.</p> <p><b>-1918:</b> El 11 de octubre, fuerte terremoto de M 7,5 en el canal de la Mona, que se siente en Puerto Rico y República Dominicana haciendo daño en las provincias orientales.</p> <p><b>-1946:</b> El 4 de agosto, terremoto de M 8,1 en el noroeste del país, produjo daños en todo el país, causó maremoto en la provincia de Nagua borrando la población pesquera de Matancitas, este fue uno de los sismos mayores del siglo 20. Epicentro en la Bahía Escocesa y causó daños estructurales en Puerto Plata, San Francisco de Macorís, Salcedo, Moca, La Vega, Santiago, San Pedro de Macorís, Monte Plata y Santo Domingo. Las réplicas del 8 de agosto y del 21 de agosto fueron tan fuertes como el sismo provocando un pánico general. En un año se registraron cerca de 1200 réplicas de este terremoto. También hubo un evento de M 7,5 en el canal de la Mona.</p> <p><b>-1953:</b> M 6,9.</p> <p><b>-1962:</b> El 8 de enero, terremoto M 6,5 que produce graves daños en San José de Ocoa, Azua, Bánica, Baní, San Cristóbal y Santo Domingo.</p> <p><b>-1971:</b> El 11 de julio, movimiento sísmico de 6,1 que estremece la isla y produce daños en Santo Domingo.</p> <p><b>-1979:</b> El 23 de marzo, movimiento sísmico de 6,1 sacude la isla y produce daños en La Romana, San Pedro de Macorís y Santo Domingo.</p> <p><b>-1984:</b> El 24 de junio, terremoto de 6,7 que se siente en toda la isla y produce daños e n La Romana, Higuey, Los Llanos, Bayaguana y Santo Domingo.</p> |
|--|---|

## A2. PLANOS ARQUITECTÓNICOS DE LA EDIFICACIÓN



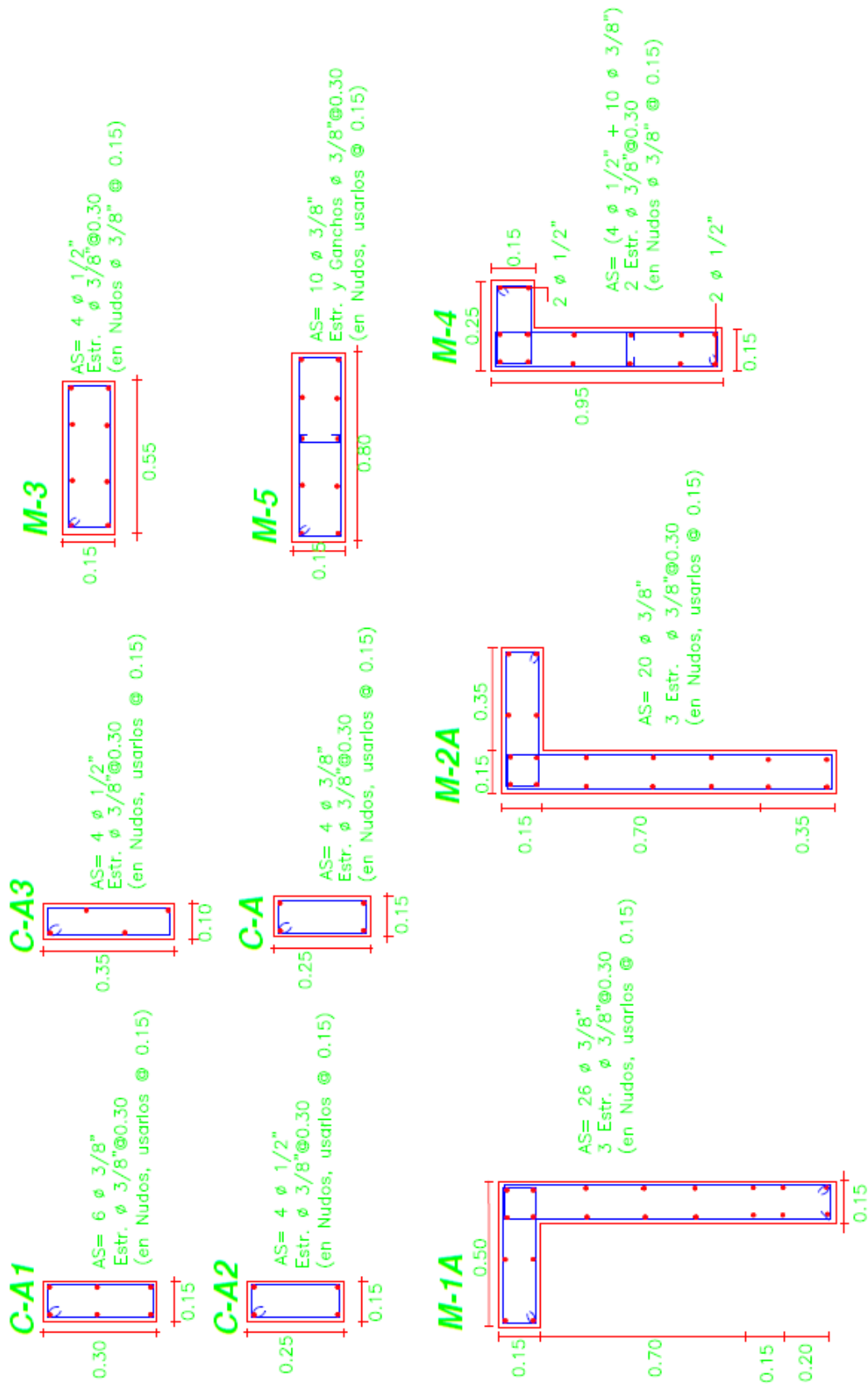
**Ilustración A 1.** Planta arquitectónica dimensionada.



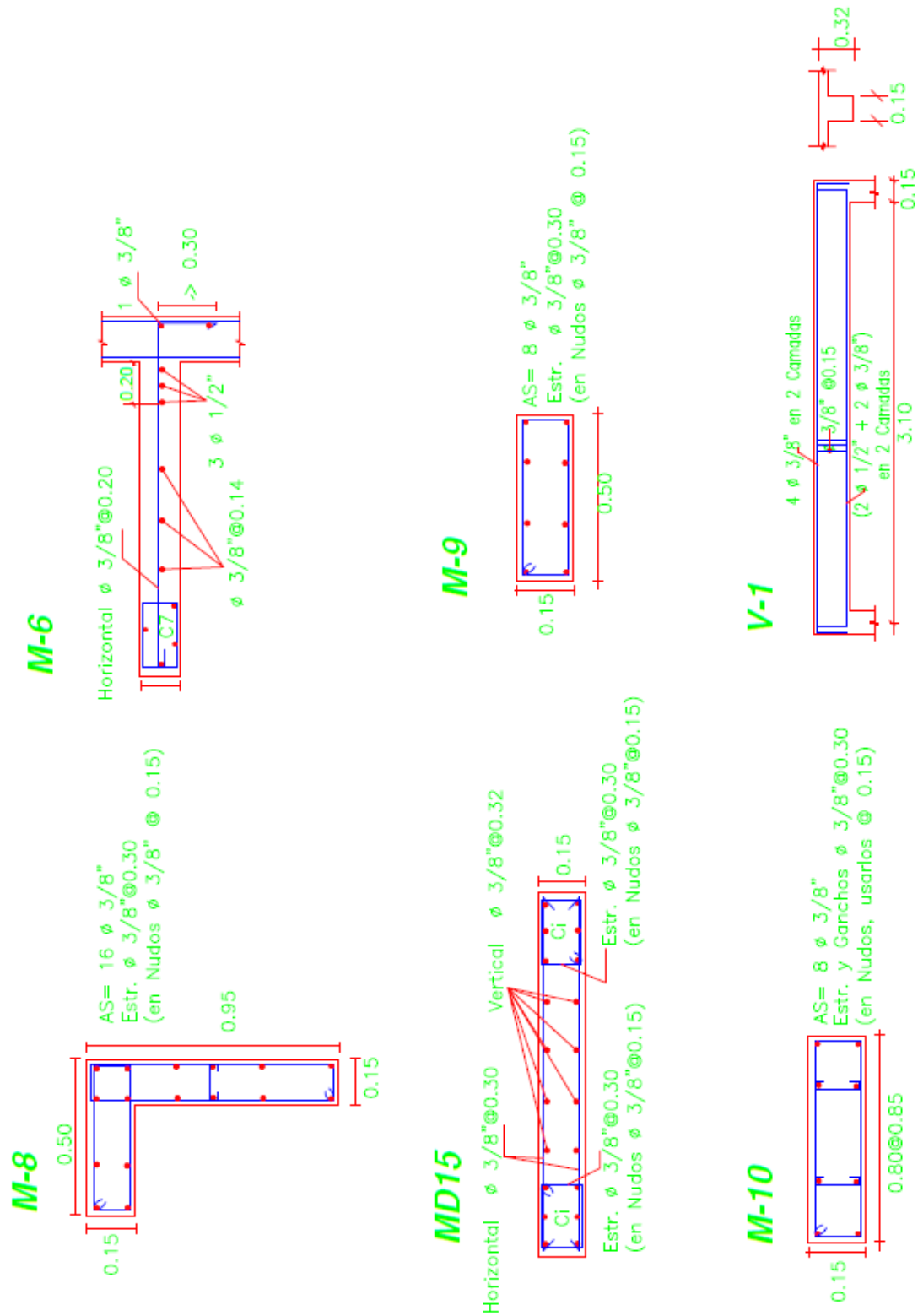


**Ilustración A 2.** Vista en elevación de la edificación.

### A3. PLANOS ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN

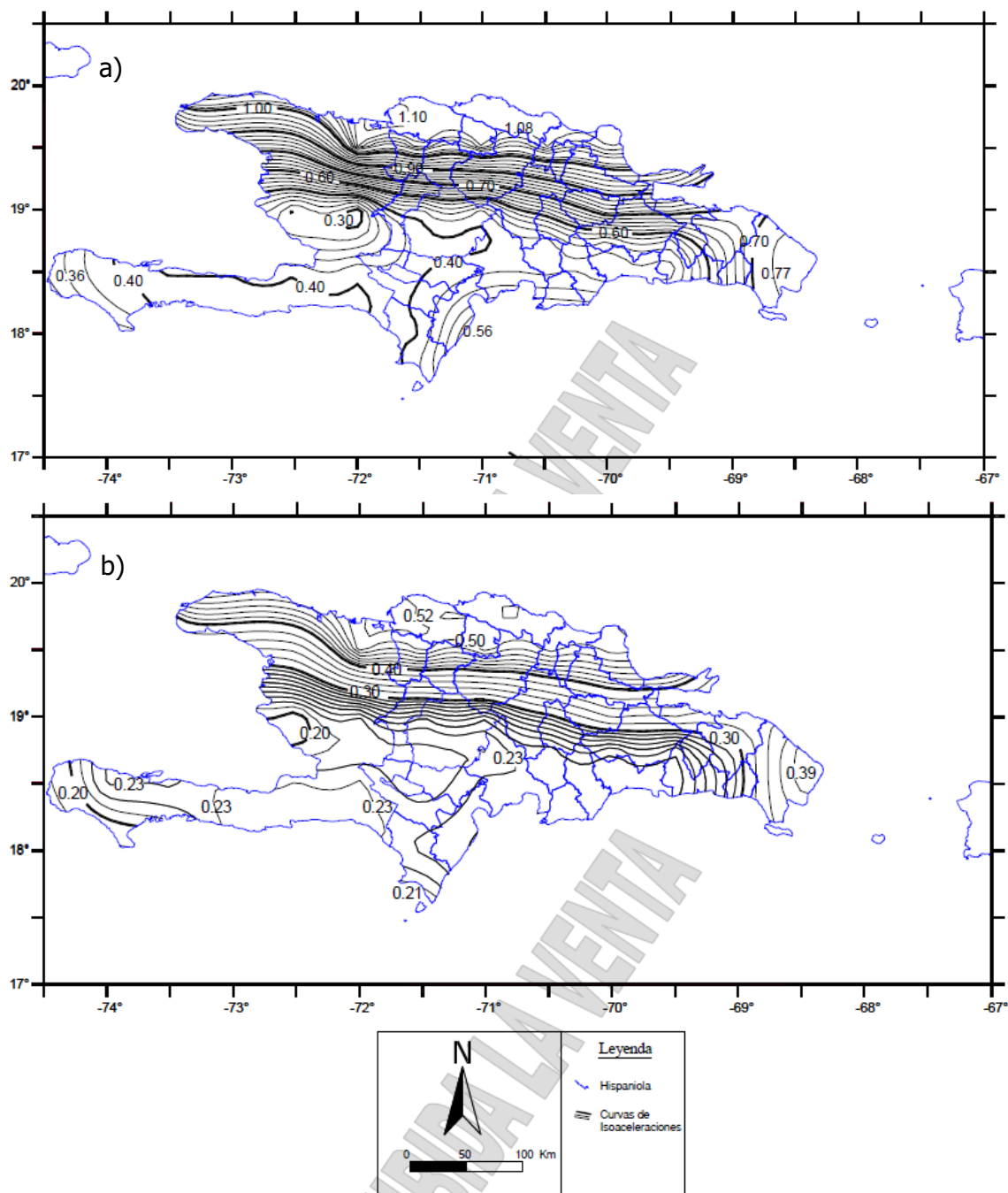


**Ilustración A 3.** Parte A del detalle estructural de la edificación.

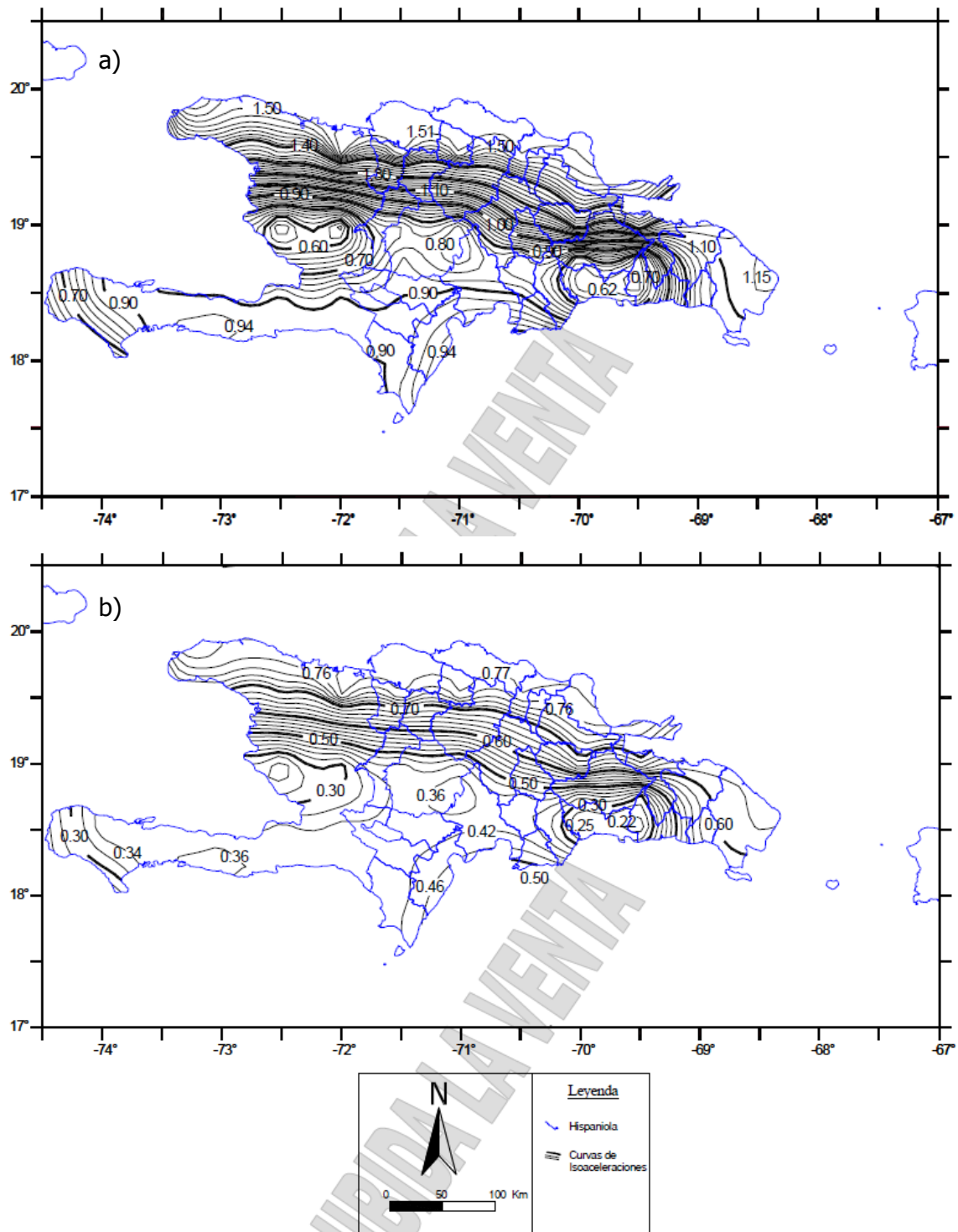


**Ilustración A 4.** Parte B del detalle estructural de la edificación.

#### A4. MAPA DE ISO-ACELERACIONES DE LA REPÚBLICA DOMINICA.

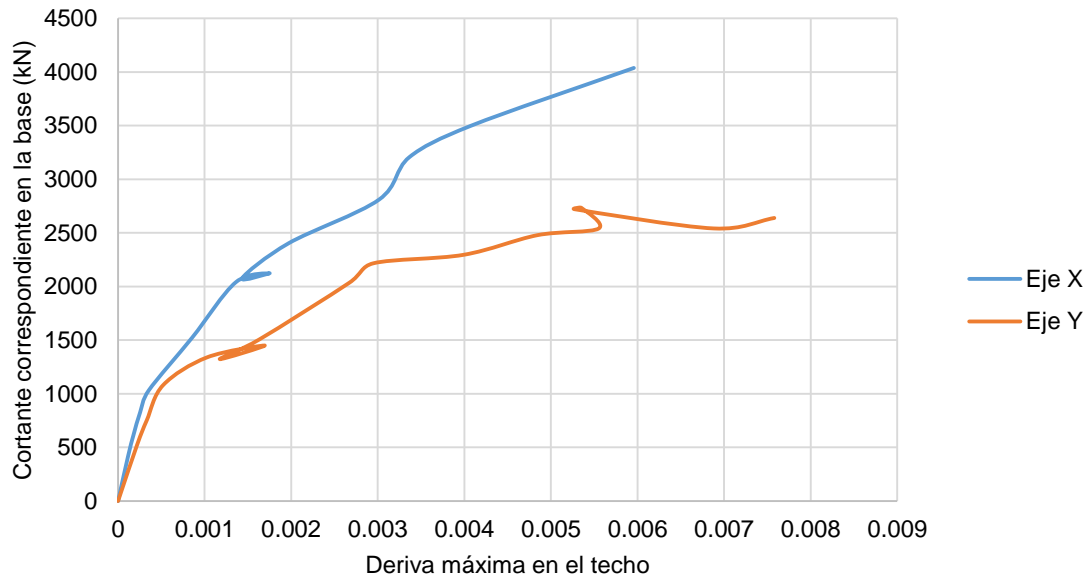


**Ilustración A 5.** a) Mapa de iso-aceleraciones espectrales SS para un 10% de probabilidad de ser excedida en 50 años (MOPC, 2011). b) Mapa de iso-aceleraciones espectrales S1 para un 10% de probabilidad de ser excedida en 50 años (MOPC, 2011).

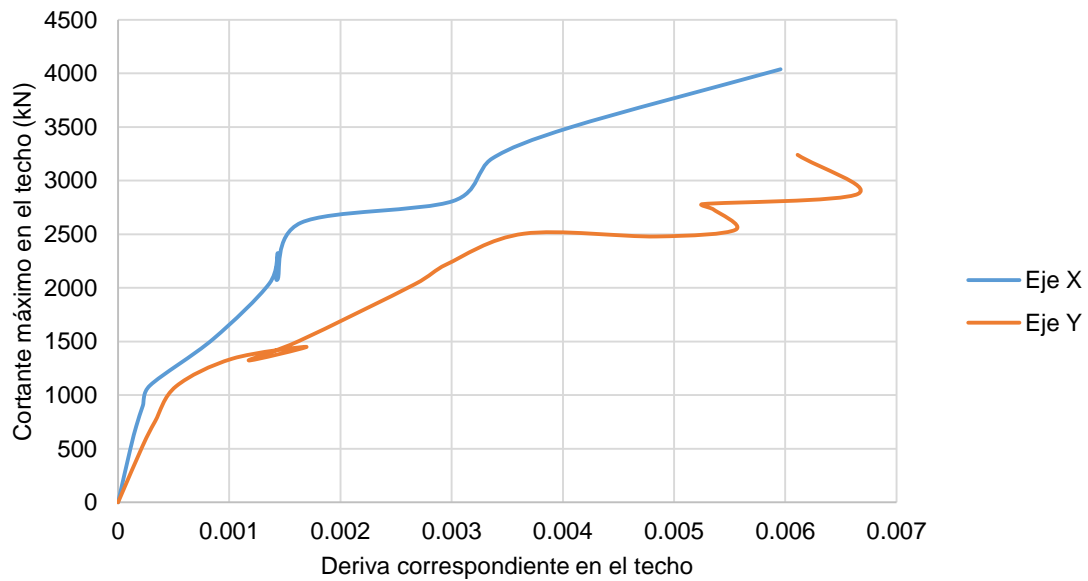


**Ilustración A 6.** a) Mapa de iso-aceleraciones espectrales SS para un 2% de probabilidad de ser excedida en 50 años (MOPC, 2011). b) Mapa de iso-aceleraciones espectrales S1 para un 2% de probabilidad de ser excedida en 50 años (MOPC, 2011).

## A5. CURVAS ENVOLVENTE IDA



**Ilustración A 7.** Envolvente IDA donde se relaciona la deriva máxima de techo con el cortante correspondiente en la base.



**Ilustración A 8.** Envolvente IDA donde se relaciona el cortante máximo en la base con la deriva correspondiente en el techo.